

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



"ESTUDIO EXPERIMENTAL Y DISEÑO HIDRAULICO  
DE LA CAPTACION DE LA PLANTA DE BOMBEO  
No. 3 DEL GRAN CANAL AL INTERCEPTOR  
ORIENTE"

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
I N G E N I E R O C I V I L  
P R E S E N T A :  
JORGE LUIS CABALLERO AGUILAR

**DIRECTOR DE TESIS M.I. FRANCISCO EHAVARRIA ALFARO**

MEXICO, D. F.

1999

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

270213



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

PAGINACION

DISCONTINUA



FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-076/96

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

Señor  
**JORGE LUIS CABALLERO AGUILAR**  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. FRANCISCO JAVIER ECHAVARRIA ALFARO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"ESTUDIO EXPERIMENTAL Y DISEÑO HIDRAULICO DE LA CAPTACION DE LA PLANTA DE BOMBEO No.3 DEL GRAN CANAL AL INTERCEPTOR ORIENTE"**

**INTRODUCCION**

- I. LABORATORIO HIDRAULICO**
- II. ESTUDIO EXPERIMENTAL DE CAPTACIONES**
- III. DISEÑO HIDRAULICO DE LA CAPTACION**
- IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 21 de mayo de 1996.  
EL DIRECTOR



ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP\*jbr



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“ESTUDIO EXPERIMENTAL Y DISEÑO HIDRÁULICO  
DE LA CAPTACIÓN DE LA PLANTA DE BOMBEO  
No. 3 DEL GRAN CANAL AL INTERCEPTOR  
ORIENTE”**

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

JORGE LUIS CABALLERO AGUILAR

DIRECTOR DE TESIS

M. I. FRANCISCO ECHAVARRIA ALFARO



MÉXICO, D.F.

1999

**Dedicada a**

Mis padres: José Luis y Marcelina  
Hermanos: Jaime, Hilda y Leticia

## **Agradecimientos**

A todas y cada una de las personas e instituciones que  
contribuyeron en mi formación como *Ingeniero*

A los Ingenieros:  
M.I. Francisco Javier Echavarría Alfaro  
M en C. Bernardo Echavarría Soto  
Ing. Guillermo Leal Baez

A la Facultad de Ingeniería de la UNAM

**ESTUDIO EXPERIMENTAL Y DISEÑO HIDRÁULICO DE LA CAPTACIÓN DE LA PLANTA DE BOMBEO  
No. 3 DEL GRAN CANAL AL INTERCEPTOR ORIENTE.**

<b>INTRODUCCIÓN</b>	i
<b>OBJETIVOS</b>	v
<b>I.- LABORATORIO HIDRÁULICO</b>	1
I.1.- Similitud Hidráulica	2
I.1.1.- Geométrica	2
I.1.2.- Cinemática	4
I.1.3.- Dinámica	5
I.1.4.- Leyes de Similitud	7
I.2.- Tipos de Modelos Hidráulicos	16
I.3.- Desarrollo y Construcción de un Modelo	18
I.4.- Instalaciones de un Laboratorio Hidráulico	19
I.5.- Recomendaciones para Operar el Laboratorio	20
I.6.- El Laboratorio de Xotepingo de la DGCOH	22
<b>II.- ESTUDIO EXPERIMENTAL DE CAPTACIONES</b>	27
II.1.- Introducción	28
II.2.- Captación con Cámara en Espiral	30
II.3.- Captación con Ranura Vertical	32
II.4.- Captación con Caída Libre	36
<b>III.- DISEÑO HIDRÁULICO DE LA CAPTACION</b>	45
III.1.- Diseño Hidráulico	45
III.1.1.- Estructuras que Integran una Captación	45
III.1.2.- Variables de Diseño	51
III.1.3.- Criterios de Diseño	52
III.1.4.- Secciones de Control	85
III.1.5.- Proyecto de la Captación de la Planta de Bombeo No. 3 del Gran Canal al Interceptor Oriente	90
III.2.- Diseño del Modelo	109
<b>IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	117
<b>V.- BIBLIOGRAFIA</b>	120



## *INTRODUCCIÓN*

Debido a que el Valle de México se localiza en una cuenca cerrada, la cual está formada por paredes y fondos impermeables que se constituyen por sedimentos fluviales, lacustres y volcánicos que van desde arenas gruesas hasta arcillas con altos contenidos de agua, y a que la distribución temporal de lluvias en ésta es muy desfavorable desde el punto de vista de control y aprovechamiento, ya que la mayoría de la precipitación se concentra en unas cuantas tormentas, llegándose a presentar casos en los que en una sola de éstas se precipitan del orden del 7 al 10% de la lluvia media anual (lámina de 700 mm) y más del 50% de esta precipitación se da en tan sólo 30 minutos, por tal razón se provocan grandes escurrimientos capaces de causar inundaciones de gran consideración.

Con el fin de desalojar el agua residual y pluvial generada en el valle de México, ha sido necesario construir cuatro salidas artificiales, para evitar de esta manera inundaciones catastróficas que provoquen pérdidas humanas y grandes daños materiales.

Las cuatro salidas que se han realizado son las siguientes:

1. El tajo de Nochistongo (actualmente Emisor del Poniente), el cual empieza a operar en 1789 y fue ideado por Enrico Martínez.

2. El primer túnel de Tequixquiac, quien recibe las aportaciones del Gran Canal de Desagüe desde 1900. Este túnel fue proyectado por el ingeniero Francisco de Garay en 1856.
3. El segundo túnel de Tequixquiac, que recibe aguas del Gran Canal de Desagüe desde 1954.
4. El Emisor Central, que recibe las aportaciones del interceptor Centro-Poniente, Central y Oriente a partir de 1975 y fue proyectado por la Dirección General de Construcción y operación Hidráulica (DGCOH) del DDF.

Los esfuerzos realizados para desalojar tanto el agua residual como la pluvial, han sido obstaculizados por dos fenómenos principales que se presentan en el Valle de México, el primero de ellos presentado con el fin de la revolución mexicana, periodo en el cual se ve incrementada la población, aumentando de esta manera la necesidad de agua potable, mientras que el segundo de estos fenómenos es una consecuencia secundaria del primero, ya que ante esta necesidad se opta por perforar y explotar pozos para extraer agua del subsuelo, lo cual originó hundimientos del terreno, provocando desplazamientos y contrapendientes en la red de drenaje existente.

Este fenómeno se fue agravando con el transcurrir de los años, ya que la mancha urbana creció en forma desmedida, provocando de esta manera la construcción de grandes planchas de concreto y asfalto que impidieron la infiltración del agua de lluvia al subsuelo, evitándose así la recarga de acuíferos y aumentando el escurrimiento de agua en forma superficial.

Debido a que los hundimientos del terreno se volvieron incontrolables, a principios de la década de los 60<sup>s</sup>, se decide construir un sistema de drenaje que no fuera afectado por los hundimientos regionales del terreno, que trabajara siempre por gravedad y que además ayudara a disminuir al máximo el riesgo de inundaciones catastróficas en la Ciudad de México. Dicho sistema es lo que hoy se conoce como DRENAJE PROFUNDO.

Como se sabe, el sistema de drenaje de la Ciudad de México se realiza por medio de un sistema combinado, es decir, que sus conductos transportan tanto agua residual como pluvial y tiene como objetivos primordiales:

1. Desalojar las aguas residuales, y
2. Disminuir y controlar encharcamientos e inundaciones durante la época de lluvias.

Para cumplir dichos objetivos se deben construir obras e instalaciones integradas por los siguientes componentes:

La red secundaria. Ésta recolecta tanto el agua residual producida por los usuarios del sistema de drenaje como los escurrimientos generados por precipitaciones pluviales, conduciendo ambas aguas a la red primaria. La red secundaria se compone de atarjeas que son los conductos de menor diámetro en la red, abarcando diámetros de 30 a 45 cm que se colocan por lo general en los ejes de las calles.

La red primaria. Ésta forma una conexión entre la red secundaria y el sistema general de desagüe y está constituida por colectores, que son conductos que captan las aguas recolectadas por las atarjeas, teniendo diámetros desde 60 hasta 300 cm. Dicha red cuenta con una configuración compleja, ya que

los principales colectores están localizados a profundidades iguales a las del sistema de transporte colectivo metro, las cuales son del orden de 4 a 8 m.

La capacidad de conducción original de la red primaria y secundaria, se ve reducida por asentamientos del subsuelo y azolves provocados por el arrastre de sedimento y basura.

El sistema general de desagüe. Este sistema regula y desaloja las aguas residuales y pluviales transportadas por la red primaria fuera del Valle de México, lo cual se realiza por las cuatro salidas artificiales anteriormente citadas. Este sistema se constituye de:

- a) Conductos entubados. Son aquellos túneles excavados en roca y varios ríos que se han entubado como el Churubusco, La Piedad, Canal Nacional, Consulado, San Buenaventura y actualmente parte del Gran Canal.
- b) Conductos a cielo abierto. Estos incluyen varios cauces entre los que se encuentran los ríos San Javier, Cuauhtepac, de los Remedios y Tlanepantla, entre otros.
- c) Estructuras de regulación. Éstas son estructuras que permiten almacenar el agua de lluvia durante el tiempo crítico (pico) de una tormenta, para posteriormente controlar su descarga por la red de colectores. Estas estructuras se componen de presas que se construyen en lugares con topografía accidentada, tanques de tormenta y lagunas artificiales en lugares planos. El único inconveniente de estas estructuras es que ocupan mucho espacio, el cual es escaso en la ciudad.
- d) Plantas de bombeo. Estas son indispensables para el sistema de drenaje, ya que operan todo el año para desalojar las aguas residuales y en época de lluvias desalojan las aguas pluviales de las zonas bajas. El hundimiento de la ciudad de México ha afectado enormemente la red de drenaje, incluyendo el Gran Canal, ya que lo que en un principio funcionó por gravedad, paulatinamente requirió del bombeo para poder descargar los colectores de la red primaria de drenaje hacia el Gran Canal de Desagüe. Tal situación provocó la construcción de Plantas de Bombeo a lo largo de éste
- e) Drenaje profundo. Es el componente de mayor importancia en el sistema general de desagüe. Dicho sistema está integrado por el Emisor Central, los interceptores Centro-Poniente, Central, Oriente, Poniente y Centro-Centro y los colectores semiprofundos Canal Nacional, Iztapalapa y Obrero Mundial. Denominándose interceptor al conducto que capta las aguas recolectadas por los colectores superficiales y semiprofundos, por lo que es de mayor diámetro. Mientras que un Emisor es un conducto al cual no se conectan a lo largo de su trayecto descargas de agua residual y/o pluvial, y tiene como objetivo el desalojar éstas en sitios de disposición convenientes.

Cabe hacer mención que el trayecto que siguen las aguas residuales y pluviales generadas en el Valle de México es el siguiente: se inicia en las redes secundarias y primarias, continúa por el sistema general de desagüe y el drenaje profundo, hasta desembocar en el Río El Salto, posteriormente el agua es conducida a la presa Requena donde sigue su trayecto hasta el Río Tula y la Presa Endó. Como el río Tula es un influente del Moctezuma y éste a su vez del Pánuco, las descargas se realizan hacia el Golfo de México como se muestra en la figura 1a y 1b.

Los túneles denominados interceptores atraviesan la ciudad de sur a norte por las zonas poniente, centro y oriente y tienen intercomunicación entre ellos, para converger en el Emisor Central.

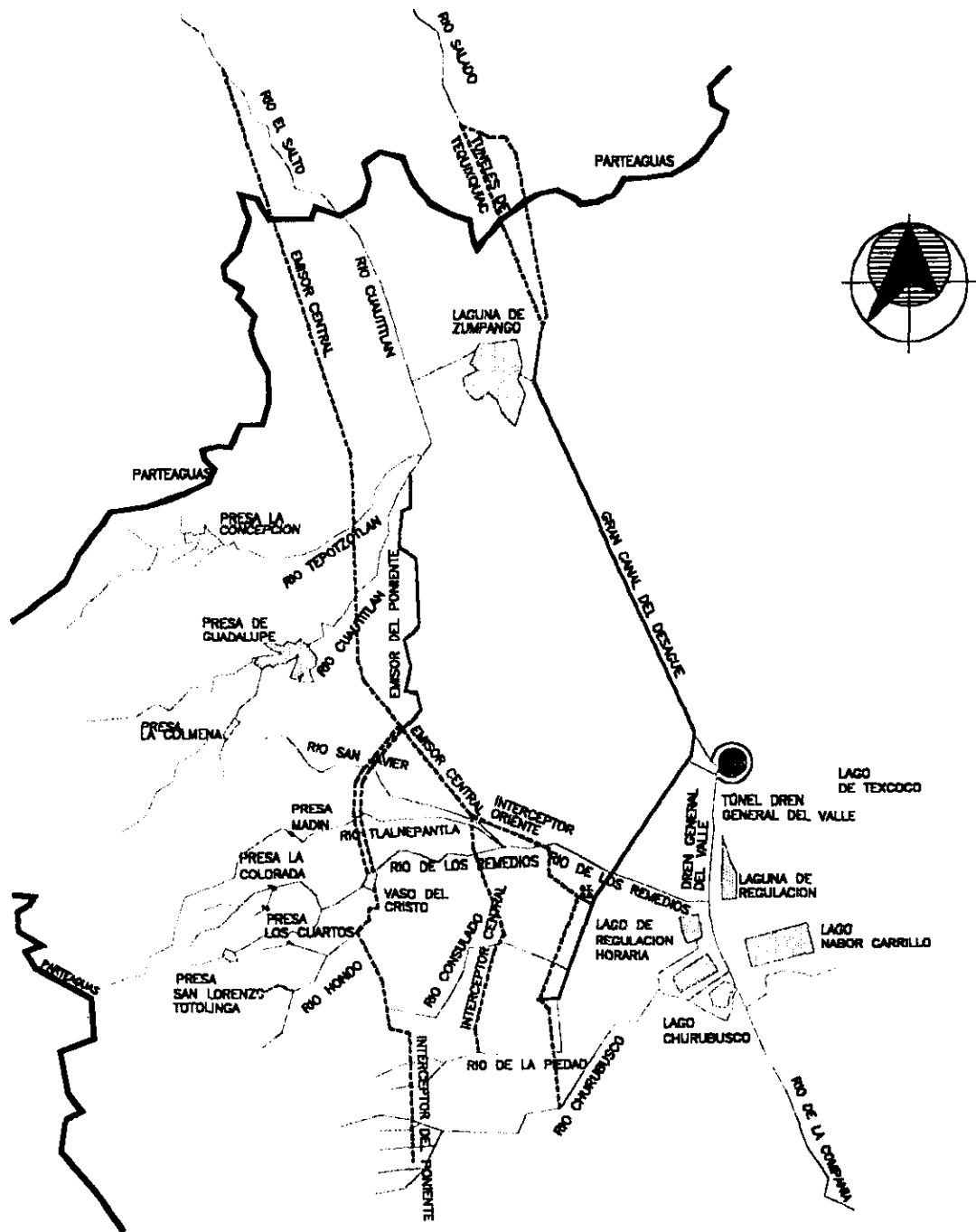


Figura Ia.- TRAYECTO DE LAS AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES GENERADAS EN EL VALLE DE MEXICO



Con la aparición del drenaje profundo, el cual se puso en funcionamiento el 9 de junio de 1975 al abrir la obra de toma del Gran Canal para descargar al Interceptor Oriente y continuar por el Emisor Central hasta descargar al río El Salto, surge el problema de la conexión o liga entre el drenaje superficial y el profundo, ya que la mayor parte de la red secundaria y primaria de alcantarillado se encuentra a una profundidad que varía entre los 3 y los 8 metros, mientras que los túneles que forman los interceptores se encuentran entre los 20 y los 40 metros de profundidad, lo cual hace necesario el empleo de estructuras que liguen ambos sistemas, permitiendo conducir y controlar los caudales que se generan desde la red secundaria y primaria hasta el drenaje profundo. Al conjunto de estructuras que integran dicha liga se le denomina captación al drenaje profundo.

Estas estructuras se encuentran por lo general en el interior de las lumbreras constructivas del drenaje profundo, siendo estas últimas perforaciones verticales recubiertas de concreto armado, cuyo diámetro por lo general varía de 9 a 12 m y que son utilizadas para introducir y extraer el equipo de perforación que se compone de escudos mecánicos para realizar las excavaciones de los túneles, para dar los cambios de dirección de éstos y para generar la apertura de los frentes de trabajo, pues estos túneles tienen como función principal el aliviar al sistema de drenaje de la Ciudad de México.

Para realizar el diseño de las estructuras de captación, se empleó toda la información disponible en la dependencia del gobierno encargada de la realización de los proyectos de drenaje de la Ciudad de México, la cual es la DGCOH. Entre la que se encuentran los Manuales de diseño de dichas estructuras, los cuales son el producto de amplias investigaciones realizadas en Laboratorios de la propia institución, así como del Instituto de Ingeniería de la UNAM. El primero de éstos es el denominado Laboratorio de Ingeniería Experimental de Xotepingo, el cual desde 1985 se ha empleado para realizar estudios encaminados a evolucionar las estructuras de captación, de tal manera que sean cada vez más sencillas y económicas, pero sin que lleguen a perder su eficiencia hidráulica. De dichas investigaciones se han realizado gráficas que permiten agilizar el diseño de dichas obras, como se muestra en el capítulo III.

De esta forma el presente trabajo consta de una compilación de información referente a la investigación en modelos hidráulicos relacionados a estructuras de captación, la cual se ha desarrollado desde la construcción del Drenaje profundo en los años 60<sup>s</sup> hasta nuestros días, con lo que se concentra en un documento de gran importancia para los proyectistas encargados de estas obras, por lo que en dicha compilación se trató de no perder la esencia de las investigaciones realizadas por los diferentes investigadores involucrados.

Una vez realizada la compilación de información se procedió a dar solución al problema particular de la captación de la Planta de Bombeo No. 3 del Gran Canal al Interceptor Oriente.

En el diseño y revisión de las Captaciones al Drenaje Profundo, se emplea flujo gradualmente Variado, ya que en éstas, la velocidad media cambia a lo largo de canal que realiza la descarga, lo cual puede ser producido por una variación en la sección transversal, por un cambio de pendiente o por una estructura hidráulica tal como un vertedor o compuerta interpuesta en la línea de flujo. Por lo que en su diseño se emplean dos de las ecuaciones fundamentales de la hidráulica: Bernoulli y Continuidad.

## ***OBJETIVOS***

Presentar el estudio teórico y experimental de la Captación de la Planta de Bombeo 3 del Gran Canal de Desagüe al Interceptor Oriente, empleando el más reciente tipo de captación a base de caída libre y tomando como base para su diseño la teoría desarrollada hasta el momento en lo referente al diseño de captaciones.

Proporcionar un compilado de información que sirva como referencia de diseño para la proyección futura de obras de captación como las construidas en el Drenaje Profundo de la Ciudad de México, y que llegue a tener aplicación en las ciudades más grandes de la República Mexicana, donde los problemas de inundaciones son de importancia.

Comprobar si dicha información es aplicable al más reciente tipo de captación a base de caída libre, el cual ya ha sido empleado en una obra real, debido a que en laboratorio han presentado un buen funcionamiento a un costo relativamente bajo.

## ***I.- LABORATORIO HIDRÁULICO***

El laboratorio hidráulico es un sitio destinado para trabajar en investigaciones teórico - experimentales, donde se analizan y resuelven problemas de ingeniería en los cuales la solución físico - matemática se vuelve compleja. Para lograr esto se requiere construir modelos físicos a escala de las estructuras por analizar, por lo que ambos sistemas (modelo y prototipo) deben guardar gran semejanza en sus características. Cabe mencionar que el modelo es un sistema de elementos que simulan una obra real denominada prototipo.

El laboratorio permite afrontar problemas en los cuales los métodos analíticos no proporcionan una solución completa y a su vez, llevar el control y modificación de las estructuras hidráulicas diseñadas mediante métodos analíticos, por medio de una experimentación relativamente baja en costo y tiempo.

De esta manera no se debe pensar que toda obra por construir deba ser modelada, ya que esto no es práctico, teniendo sólo aplicación en las obras que dada su magnitud e importancia lo requieran. El laboratorio debe ser considerado como una herramienta complementaria al análisis teórico del



problema, en el que no se detecten fenómenos que alteren el funcionamiento hidráulico de las obras, por lo que de su empleo dependerá la solución a futuros problemas similares, sin la necesidad de requerir de un nuevo modelo.

## I.1.- Similitud Hidráulica

Para que exista validez en la comparación de las características físicas e hidráulicas entre el modelo y el prototipo, ambos deben ser similares geométrica, cinemática y dinámicamente, como a continuación se describe.

### I.1.1 Similitud Geométrica.

La similitud geométrica, como su nombre lo indica, está asociada con la forma de las estructuras, por lo que entre el modelo y el prototipo debe existir una relación constante entre las dimensiones de elementos equivalentes, denominándose generalmente a dicha relación como factor de escalas o escala de líneas. De esta manera la similitud geométrica involucra a la rugosidad del prototipo, la cual debe quedar representada en el modelo, teniendo siempre presente que la mínima rugosidad alcanzada en éste es de 0.008 a 0.009 que corresponde al acrílico sin y con costuras. Cabe mencionar que es suficiente con que el factor de escalas se aplique a los elementos estructurales por donde fluirá el agua.

Si por ejemplo se cuenta con el prototipo de un orificio practicado en una placa, como el mostrado en la figura I.1.a y se desea representar el modelo de éste, como el mostrado en la figura I.1.b se tiene que la similitud geométrica exacta se alcanza cuando:

$$L_e = \frac{H_p}{H_m} = \frac{D_p}{D_m} = \frac{t_p}{t_m} = \dots cte.$$

donde:

- $L_e$  Factor de escala denominado escala de líneas, que indica la relación existente entre los tamaños de ambos sistemas, en otras palabras, indica cuantas veces es mayor en tamaño el prototipo con respecto al modelo (adimensional).
- $H_{p,m}$  Carga hidráulica en prototipo y modelo, respectivamente (m)
- $D_{p,m}$  Diámetro en prototipo y modelo, respectivamente (m)
- $t_{p,m}$  Espesor en prototipo y modelo, respectivamente (m)

La expresión anterior indica que la escala de líneas horizontal y vertical es la misma.

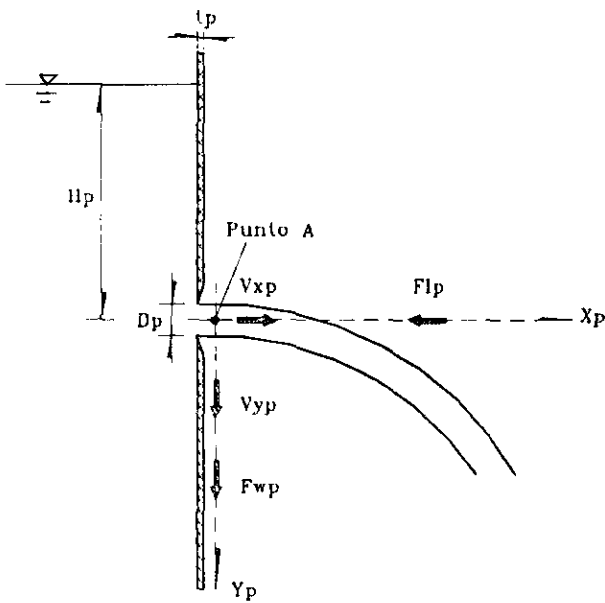


Fig. I.1.a PROTOTIPO

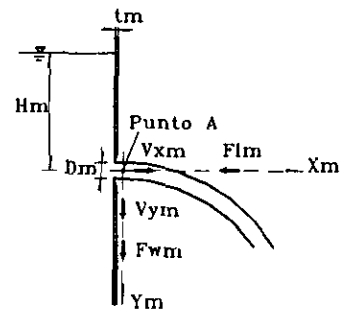


Fig. I.1.b MODELO

Por lo general para distinguir las características del prototipo y modelo, se les asigna a éstas el subíndice p y m, respectivamente, mientras que el subíndice e indica escala.

Dentro de la similitud geométrica existen dos variantes principales, la primera de ellas denominada similitud geométrica exacta, en la que el factor de escalas horizontal y vertical es igual, por lo que se emplea para modelar obras relativamente pequeñas. La segunda variante se conoce como similitud geométrica distorsionada, siendo un caso especial ya que el factor de escalas horizontal y vertical es diferente, la cual es aplicable a obras muy grandes como es el caso de un río, en el que su longitud es excesivamente mayor que su profundidad.

De las dos variantes, la similitud geométrica exacta facilita mucho los cálculos en experimentaciones, ya que las expresiones que permiten obtener las variables del funcionamiento hidráulico se simplifican. Por ejemplo la relación de área y volumen queda en función del cuadrado y el cubo del factor de escala, denominándose dichas relaciones como escala de áreas y volúmenes, respectivamente, esto es:

$$A_e = \frac{A_p}{A_m} = L_e^2$$

$$V_e = \frac{V_p}{V_m} = L_e^3$$

donde:

- $A_e$  Escala de áreas (adimensional)
- $A_{p,m}$  Área en prototipo y modelo ( $m^2$ )
- $L_e$  Escala de líneas (adimensional)

- $V_e$  Escala de volúmenes (adimensional)  
 $V_{p,m}$  Volumen en prototipo y modelo ( $m^3$ )

### I.1.2 Similitud Cinemática

La similitud cinemática es asociada al movimiento del escurrimiento, presentándose ésta cuando los patrones de flujo homólogos son iguales en cualquier tiempo. Por lo que la relación de velocidades en puntos homólogos debe ser constante, de esta manera con base en las figuras I.1.a y I.1.b, para un punto homólogo "A" en ambos sistemas, se tiene que:

$$V_e = \frac{V_{xp}}{V_{xm}} = \frac{V_{yp}}{V_{ym}} = cte$$

Cabe mencionar que dicha expresión es válida sólo par el caso de similitud geométrica exacta, es decir, cuando el factor de escalas horizontal y vertical son iguales.

donde:

- $V_e$  Escala de velocidad (adimensional)  
 $V_{xp, xm}$  Velocidad en dirección "x" en prototipo y modelo, respectivamente (m/s)  
 $V_{yp, ym}$  Velocidad en dirección "y" en prototipo y modelo, respectivamente (m/s)

Generalizando esta expresión resulta:

$$V_e = \frac{L_e}{t_e}$$

donde:

- $V_e$  Escala de velocidad (adimensional)  
 $L_e$  Escala de líneas (adimensional)  
 $t_e$  Escala de tiempo (adimensional)

La similitud cinemática al estar asociada al movimiento del fluido involucra principalmente una escala de velocidades que da origen a una escala de tiempos, de aceleraciones y gastos definidos por:

$$t_e = \frac{t_p}{t_m} = \frac{L_e}{V_e}$$

$$a_e = \frac{a_{xp}}{a_{xm}} = \frac{L_e}{t_e^2}$$

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{V_e}{t_e} = \frac{L_e^3}{L_e/V_e} = Le^2 V_e$$

donde:

$t_e$	Escala de tiempo (adimensional)
$t_{p, m}$	Tiempo en prototipo y modelo, respectivamente (s)
$L_e$	Escala de líneas (adimensional)
$V_e$	Escala de velocidad (adimensional)
$a_e$	Escala de aceleración (adimensional)
$a_{xp, xm}$	Aceleración en prototipo y modelo, respectivamente ( $m/s^2$ )
$Q_e$	Escala de gasto (adimensional)
$Q_{p, m}$	Gasto en prototipo y modelo, respectivamente ( $m^3/s$ )
$V_e$	Escala de volumen (adimensional)

Como se observa en las expresiones anteriores, la similitud geométrica es un requisito fundamental para que se logre la similitud cinemática.

### I.1.3 Similitud Dinámica

La similitud dinámica es referida a las fuerzas que intervienen en el fluido. Por lo que dos sistemas se consideran dinámicamente similares cuando las magnitudes de las fuerzas actuantes en puntos similares localizados en cada sistema guardan una relación fija o constante. En un fluido las fuerzas actuantes son provocadas por las siguientes variables: viscosidad, gravedad, diferencias de presión, y tensión superficial principalmente.

Para que exista similitud dinámica, se requiere que se cumpla con las similitudes geométrica y cinemática y adicionalmente exista en puntos homólogos la misma relación de fuerzas que producen el movimiento del fluido, lo cual es difícil de alcanzar ya que dependiendo del tipo de problema por analizar, alguna de las fuerzas tiene mayor importancia en el comportamiento del flujo que las demás., como los que se muestran en las figuras I.1.a y I.1.b. Por lo que en dos flujos dinámicamente similares, los polígonos de fuerzas de partículas individuales son geoméricamente similares, lo cual implica que las fuerzas preponderantes guarden una misma relación de magnitudes entre los dos flujos.

Los factores de escala que se derivan de esta similitud son de los de mayor importancia en un flujo, por lo que se definen a continuación:

$$F_e = \frac{F_{Wp}}{F_{Wm}} = \frac{F_{Ip}}{F_{Im}} = \frac{F_{Vp}}{F_{Vm}} = \frac{F_{Pp}}{F_{Pm}} = cte.$$

donde:

$F_e$	Escala de fuerzas (adimensional)
$F_{Wp, Wm}$	Peso propio en prototipo y modelo (Kg)
$F_{Ip, Im}$	Fuerza de inercia en prototipo y modelo, respectivamente ( $kg \cdot m/s^2$ )
$F_{Vp, Vm}$	Fuerza de viscosidad en prototipo y modelo ( $kg \cdot s/m^2$ )
$F_{Pp, Pm}$	Fuerza de presión en prototipo y modelo, respectivamente ( $Kg/m^2$ )

En la similitud dinámica se hace presente la escala de aceleración de la gravedad  $g_e$ , que está asociada con las fuerzas que producen el movimiento del flujo. Adicionalmente se aplica en casos en los que el prototipo se localizará en una ciudad diferente a la que se utilizará para probar el modelo, ya que  $g$  depende de la latitud geográfica y elevación del sitio de la tierra. Sin embargo, por lo general, se acepta que  $g_e = 1$  ya que no es muy considerable la variación de la gravedad de un sitio a otro y simplifica los cálculos.

De la escala de aceleración de la gravedad se derivan factores de escala en propiedades de flujo como:

$$\rho_e = \frac{\gamma_e}{g_e}$$

$$\nu_e = \frac{\mu_e}{\rho_e}$$

$$m_e = \rho_e L_e^3$$

donde:

- $\rho_e$  Escala de densidad (adimensional)
- $\gamma_e$  Escala de peso volumétrico (adimensional)
- $g_e$  Escala de aceleración de la gravedad (adimensional)
- $\nu_e$  Escala de viscosidad cinemática (adimensional)
- $\mu_e$  Escala de viscosidad dinámica (adimensional)
- $m_e$  Escala de masa (adimensional)

Para que haya similitud dinámica entre el modelo y prototipo, es necesario que la Segunda ley de Newton sea aplicable a ambos, ya que ésta gobierna el movimiento de los líquidos, la cual escrita en términos de escalas resulta:

$$F_e = m_e a_e$$

desarrollando:  $F_e = \frac{F_p}{F_m}, m_e = \frac{m_p}{m_m} \text{ y } a_e = \frac{a_p}{a_m}$

Además por definición la escala de aceleración es:

$$a_e = \frac{V_e}{t_e} = \frac{L_e / t_e}{t_e} = \frac{L_e}{t_e^2}$$

Por lo que sustituyendo se obtiene:

$$F_e = \rho_e L_e^3 \frac{L_e}{t_e^2} = \frac{\rho_e L_e^4}{t_e^2}$$

De esta expresión se observa que es necesario especificar por lo menos la escala geométrica y la de fuerzas, para conocer las variables que intervienen en el fenómeno a estudiar.

Ya que la escala de fuerzas debe elegirse con base en la fuerza de mayor influencia la cual depende del tipo de problema por analizar, se obtienen semejanzas imperfectas, logrando sólo una buena aproximación para la fuerza preponderante.

#### 1.1.4 Leyes de Similitud

Las leyes de similitud están asociadas con parámetros adimensionales utilizados en la experimentación hidráulica, que son obtenidos de ecuaciones de mecánica de fluidos, e involucran elementos geométricos, cinemáticos y adicionalmente las fuerzas principales que producen el movimiento del flujo.

De acuerdo con el problema por estudiar se determina la fuerza preponderante en el movimiento del flujo, la cual elimina prácticamente a las restantes fuerzas y ejerce su acción sobre la fuerza de inercia, dando origen a tres parámetros principales y que se obtienen de las ecuaciones del movimiento de los fluidos.

Cuando el flujo es afectado por fuerzas viscosas, de presión y de inercia, como el que se presenta en un conducto a presión, la fuerza de gravedad y tensión superficial no influyen en el comportamiento del flujo, ya que no existe una superficie libre, por lo que se emplea un parámetro adimensional llamado número de Reynolds (**R**), el cual considera a la fuerza debida a la viscosidad como la más importante.

El Número de Reynolds es definido como el cociente de las fuerzas de inercia y las fuerzas viscosas o de fricción en un flujo dado.

Debido a que el esfuerzo tangencial provocado por la viscosidad, está dado por:

$$\sigma = \mu \frac{\partial v}{\partial y}$$

donde:

$\sigma$	Esfuerzo tangencial ( $\text{kg/m}^2$ )
$\mu$	Viscosidad dinámica ( $\text{kg s/m}^2$ )
$\partial v/\partial y$	Gradiente transversal de velocidades ( $\text{s}^{-1}$ )

Para calcular la fuerza viscosa se emplea la definición:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

donde:

$\sigma$	Esfuerzo ( $\text{kg/m}^2$ )
----------	------------------------------

F Fuerza (kg)  
 A Área (m<sup>2</sup>)

Despejando F de la expresión anterior y sustituyendo se obtiene:

$$F = \mu \frac{V}{L} L^2 = \mu VL$$

donde:

F Fuerza viscosa (kg)  
 $\mu$  Viscosidad dinámica (kg s/m<sup>2</sup>)  
 V Velocidad del flujo (m/s)  
 L Longitud significativa para determinar el comportamiento del flujo. Para un tubo lleno se considera el diámetro, y en un canal abierto el radio hidráulico, (m)

Por tanto el número de Reynolds resulta:

$$R = \frac{\text{fuerzas de inercia}}{\text{fuerzas viscosas}} = \frac{m a}{\mu V L}$$

$$\text{como: } ma = \frac{\rho L^3 V}{t} \text{ y } t = \frac{L}{V} \Rightarrow ma = \frac{\rho L^3 V}{L/V} = \rho L^2 V^2$$

$$R = \frac{\rho L^2 V^2}{\mu V L} = \frac{\rho V L}{\mu}$$

$$\text{ademas: } \nu = \frac{\mu}{\rho} \Rightarrow \mu = \nu \rho$$

$$\therefore R = \frac{V L}{\nu}$$

donde:

R Número de Reynolds (adimensional)  
 V Velocidad del flujo (m/s)  
 $\nu$  Viscosidad cinemática del fluido (m<sup>2</sup>/s)

Para emplear este parámetro en el laboratorio, debe conservarse el mismo número de Reynolds en el modelo y en el prototipo ( $R_m = R_p$ ), por tal razón:

$$R_e = \frac{R_p}{R_m} = 1$$

$$\therefore \frac{V_e L_e}{\nu_e} = 1$$

donde:

$R_e$	Escala de Reynolds (adimensional)
$V_e$	Escala de velocidades (adimensional)
$L_e$	Escala de líneas (adimensional)
$\nu_e$	Escala de viscosidad cinemática (adimensional)

Si además se emplea el mismo fluido en ambos sistemas, se cumple que  $\mu_e = \rho_e = 1$ , por lo que:

$$\nu_e = \frac{\mu_e}{\rho_e} = 1 \Rightarrow V_e L_e = 1$$
$$y \quad V_e = L_e^{-1} \quad \text{escala de velocidades}$$

De esta manera los principales parámetros a medir en laboratorio para un problema de flujo a presión se obtiene de la expresión anterior, los cuales son:

$$Q_e = V_e A_e = L_e^{-1} L_e^2 = L_e \quad \text{escala de gastos}$$
$$t_e = \frac{L_e}{V_e} = \frac{L_e}{L_e^{-1}} = L_e^2 \quad \text{escala de tiempos}$$
$$a_e = \frac{V_e}{t_e} = \frac{L_e^{-1}}{L_e^2} = L_e^{-3} \quad \text{escala de aceleraciones}$$
$$F_e = m_e a_e = (\rho_e L_e^3) L_e^{-3} = 1 \quad \text{escala de fuerzas}$$

## Ejemplo

En el laboratorio se trabaja con un modelo que consiste en una red de tuberías con manómetros que simulan parte del sistema de abastecimiento de agua potable del Distrito Federal, en el cual se pretende determinar las pérdidas de energía provocadas por la instalación de nuevos dispositivos tales como válvulas, de las cuales se desea conocer su coeficiente de pérdida experimentalmente.

Se dispone de un compresor de aire para realizar los experimentos, el cual lo suministra a una temperatura de 23° C con una presión absoluta de 1.10 kg/cm<sup>2</sup>.

Si el modelo es tres veces más chico que el prototipo, siendo este último un conducto de 0.90 m de diámetro que conduce agua a una temperatura de 13° C a una velocidad de 0.60 m/s, determinar la velocidad y el gasto de aire necesario en el modelo para representar el funcionamiento del prototipo y de que forma se pueden inferir los resultados de la operación del modelo para determinar las pérdidas en el prototipo.



Planteamiento del problema:

Modelo	Prototipo
$Le = 3.0$	
$T \text{ aire} = 23^\circ\text{C}$	$T \text{ agua} = 13^\circ\text{C}$
$P \text{ absol} = 1.10 \text{ kg/cm}^2$	$\phi = 0.90 \text{ m}$
$V \text{ aire} = ?$	$H_f = ?$
$Q = ?$	

Se trata de un problema de flujo a presión donde la viscosidad es preponderante, por lo que el número de Reynolds ( $R$ ) es el que rige su comportamiento. Por lo que entre el modelo y el prototipo debe conservarse el mismo  $R$  ( $R_p = R_m$ ), esto es:

$$\frac{V_e L_e}{\nu_e} = 1$$

donde:

$$\nu_e = \frac{\nu_p}{V_m}$$

$$\begin{aligned} \text{Para agua a } 13^\circ\text{C}, \quad \nu_p &= 1.17 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \\ \text{Para aire a } 23^\circ\text{C}, \quad \nu_m &= 17.0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \end{aligned}$$

Dichos valores se obtienen de la figura 1.8, de la Referencia 7, de donde se obtiene:

$$\nu_e = \frac{1.17 \times 10^{-6}}{17.0 \times 10^{-6}} = 0.0688 \quad y$$

$$V_e L_e = 0.0688,$$

$$V_e = 0.023$$

Como  $V \text{ aire} = V_m$

$$V_m = \frac{V_p}{V_e} = \frac{0.6 \text{ m/s}}{0.023} = 26.08 \text{ m/s} \quad \text{Velocidad del aire}$$

Como  $Q_p = V_p A_p$ ,  $A_p = 0.64 \text{ m}^2$ , área del conducto en prototipo.

$$Q_p = 0.6 \text{ m/s} \times 0.64 \text{ m}^2 = 0.38 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ gasto de agua conducido en prototipo}$$

De la expresión de escala de gastos  $Q_e$ , se obtiene el gasto de aire en el modelo, esto es:

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} = V_e A_e = V_e L_e^2 = 0.023 \times (3)^2 = 0.207$$

$$\frac{Q_p}{Q_m} = 0.207, \quad Q_m = \frac{0.38}{0.207} = 1.84 \text{ m}^3/\text{s}$$

De esta manera se debe proporcionar al modelo un gasto de 1.84 m<sup>3</sup>/s de aire, para homologar el funcionamiento del prototipo trabajando con 0.38 m<sup>3</sup>/s de agua.

Para conocer las pérdidas en el prototipo a partir de las mediciones realizadas en el modelo, se debe calcular la diferencia de presiones entre dos puntos de interés en el modelo, y ser multiplicada por la escala de presiones, para de esta manera obtener la diferencia de presión en prototipo, esto es:

De la expresión general de presión:

$$P = \frac{F}{A} = \frac{m a}{A} = \frac{\rho V L}{L^2}$$

por lo que la escala de presiones resulta:

$$P_e = \frac{\rho_e V_e L_e}{L_e^2} = \frac{\rho_e V_e}{L_e}$$

Obteniendo la densidad para el fluido del prototipo y modelo, de las figuras 1.3 y 1.4 de la referencia 7, se tiene:

$$\begin{aligned} \text{Para agua a } 13^\circ\text{C}, \quad \rho_p &= 101.9 \text{ kg s}^2/\text{m}^4 \\ \text{Para aire a } 23^\circ\text{C}, \quad \rho_m &= 0.122 \text{ kg s}^2/\text{m}^4 \end{aligned}$$

Por lo que la escala de densidades resulta:

$$\rho_e = \frac{101.9}{0.12} = 835.25$$

por lo que la escala de presiones resulta:

$$P_e = \frac{P_p}{P_m} = \frac{835.25 \times 0.023}{3} = 6.40$$

De esta manera la presión en prototipo se obtiene de la siguiente expresión:

$$P_p = 6.40 \times \Delta P_m$$

donde:

$\Delta P_m$  es la diferencia de presión registrada en dos manómetros localizados en los puntos de interés.

Cuando el flujo es afectado principalmente por las fuerzas de gravedad, de presión y de inercia, se trata de un flujo a superficie libre, como el que se presenta en un canal abierto, en vertedores y el de chorros desde orificios hacia la atmósfera, entre otros. Para dicha condición de flujo, se emplea el parámetro denominado número de Froude ( $F$ ), el cual considera como fuerza preponderante el peso del líquido o fuerza de gravedad.

El Número de Froude, es definido como el cociente de las fuerzas de inercia y de las fuerzas de gravedad.

$$F = \frac{\text{fuerza de inercia}}{\text{fuerza de gravedad}} = \frac{\rho V^2 L^2}{\gamma L^3}$$
$$\text{como: } \gamma = \rho g \Rightarrow F = \frac{\rho V^2 L^2}{\rho g L^3} = \frac{V^2}{gL}$$

Como el Número de Froude en el modelo debe ser igual al del prototipo ( $F_m = F_p$ ):

$$F_e = \frac{F_p}{F_m} = 1 \Rightarrow \frac{V_e^2}{g_e L_e} = 1$$
$$\frac{V_e}{\sqrt{g_e L_e}} = 1$$

Como no genera grandes errores el considerar  $g_e = 1$ :

$$V_e = \sqrt{L_e} = L_e^{1/2} \quad \text{escala de velocidades}$$

$$Q_e = A_e V_e = L_e^2 L_e^{1/2} = L_e^{5/2} \quad \text{escala de gastos}$$

$$t_e = \frac{L_e}{V_e} = \frac{L_e}{L_e^{1/2}} = L_e^{1/2} \quad \text{escala de tiempos}$$

$$a_e = \frac{V_e}{t_e} = \frac{L_e^{1/2}}{L_e^{1/2}} = 1 \quad \text{escala de aceleraciones}$$

$$F_e = m_e a_e = (\rho_e L_e^3)(1) = L_e^3 \quad \text{escala de fuerzas}$$

### Ejemplo

Se requiere proyectar el modelo hidráulico de la cortina de la presa derivadora denominada Cacaohatán, que se localiza en Tapachula Chiapas, la cual se construirá de concreto con una altura de paramento de 4 m y que trabajará de con una carga hidráulica de diseño sobre el cimacio de 0.37 m, una velocidad en la rápida de 8.8 m/s y un tirante aguas abajo de la salida de la rápida (conjugado mayor) de 0.73 m. Si el coeficiente de descarga del cimacio es  $C_d = 2.20$  y la longitud del cimacio es de 50 m, determinar:

- 1.- La escala a la que se debe construir el modelo tomando en cuenta la restricción de espacio dentro de las instalaciones del laboratorio de 3.0 m para representar la longitud del cimacio
- 2.- El gasto proporcionado al modelo
- 3.- La velocidad presentada en la rápida del modelo
- 4.- La velocidad en modelo aguas abajo de la rápida

Planteamiento del problema:

Modelo	Prototipo
$L_e = ?$	$C_d = 2.2$
V aguas debajo de la rápida = ?	$H = 0.373 \text{ m}$
$L = 3.0 \text{ m}$	$L = 50.0 \text{ m}$
V rápida = ?	V rápida = 8.8 m/s
$Q = ?$	$Y = 0.73 \text{ m}$

Como primer paso se calcula la escala de líneas  $L_e$  y el gasto en prototipo:

$$L_e = \frac{L_p}{L_m} = \frac{50.0}{3.0} = 16.67$$

y

$$Q_p = Cd L H^{3/2} = (2.2)(50.0)(0.373)^{3/2} = 25.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como se trata de un problema de un flujo a superficie libre, donde la fuerza de gravedad es preponderante, el número de Froude (**F**) es el que rige su comportamiento. Además entre el modelo y el prototipo debe conservarse el mismo **F** ( $F_p = F_m$ ), por lo que se debe cumplir:

$$\frac{V_e}{\sqrt{g_e L_e}} = 1$$

Y como se va emplear el mismo fluido en prototipo y modelo, se tiene:

$$V_e = L_e^{1/2} = (16.67)^{1/2} = 4.08 \text{ escala de velocidades}$$

$$Q_e = L_e^{5/2} = (16.67)^{5/2} = 1134.60 \text{ escala de gastos}$$

Por lo que el gasto del modelo resulta:

$$Q_m = \frac{Q_p}{Q_e} = \frac{25.0 \text{ m}^3/\text{s}}{1134.60} = 0.022 \text{ m}^3/\text{s} = 22.0 \text{ l/s}$$

Por otro lado la velocidad en la rápida para el modelo resulta:

$$V_{rap\ m} = \frac{V_{rap\ p}}{V_e} = \frac{8.80 \text{ m/s}}{4.08} = 2.16 \text{ m/s}$$

Para calcular la velocidad del flujo, en modelo, aguas abajo de la rápida, se debe calcular primero dicha velocidad en prototipo, esto es:

$$V_p = \frac{Q_p}{A_p} = \frac{25.0 \text{ m}^3/\text{s}}{0.73 \times 50.0} = 0.68 \text{ m/s}$$

Por lo que la velocidad en modelo resulta:

$$V_m = \frac{V_p}{V_e} = \frac{0.68 \text{ m/s}}{4.08} = 0.17 \text{ m/s}$$

Cuando la variación de las presiones es la de mayor importancia en comparación con las demás fuerzas, se emplea el parámetro denominado número de Euler (**E**), el cual es utilizado para analizar el flujo a través de una tubería que trabaja con carga hidráulica y flujo turbulento en el que la viscosidad tiene poca importancia, por lo que abarca problemas de flujo a presión como en tuberías, orificios, válvulas, compuertas, presiones sobre obstáculos, entre otros..

El Número de Euler se define como el cociente de la fuerza de inercia y de la fuerza de presión:

$$E = \frac{\text{fuerza de inercia}}{\text{fuerza de presión}} = \frac{\rho V^2 L^2}{\Delta p L^2} = \frac{\rho V^2}{\Delta p}$$

$$E = \frac{V^2}{\Delta p / \rho}$$

donde:

- $\Delta p$     Gradiente de presiones en dos puntos ( $\text{kg/m}^2$ )
- $\rho$         Densidad del flujo ( $\text{kg s}^2/\text{m}^4$ )
- $V$         Velocidad del flujo ( $\text{m/s}$ )

Existe otro parámetro denominado número de Weber (**W**), el cual considera importante a la fuerza de tensión superficial.

Dicho parámetro no es muy utilizado en las pruebas con modelos hidráulicos, ya que se ve relacionado con problemas de poca importancia, como por ejemplo en el comportamiento de pequeños chorros de agua, formados bajo la acción de cargas pequeñas y el de flujos de una lámina delgada de líquido sobre una superficie sólida (por ejemplo: el escurrimiento generado por una precipitación pluvial sobre la carpeta de una carretera):

El número de Weber se define como el cociente de la fuerza de inercia y la fuerza de tensión superficial:

$$W = \frac{\text{fuerza de inercia}}{\text{fuerza de tensión superficial}} = \frac{\rho L^2 V^2}{\gamma L^2}$$

$$W = \frac{\rho V^2}{\gamma}$$

donde:

- $\gamma$         Tensión superficial ( $\text{kg/m}$ )
- $\rho$         Densidad del flujo ( $\text{kg s}^2/\text{m}^4$ )
- $V$         Velocidad del flujo ( $\text{m/s}$ )

A continuación se muestra a manera de resumen una tabla en la que se relacionan las principales características de flujo con las escalas de semejanza, para las dos leyes de similitud más empleadas en modelos hidráulicos.

Tabla con características de flujo y escala de semejanza

Variable	Parámetro	
	Reynolds	Froude
Longitud	$Le$	$Le$
Área	$Le^2$	$Le^2$
Volumen	$Le^3$	$Le^3$
Tiempo	$Le^2 \rho_e / \mu_e$	$(Le \rho_e / \gamma_e)^{1/2}$
Velocidad	$\mu_e / Le \rho_e$	$(Le \gamma_e / \rho_e)^{1/2}$
Aceleración	$\mu_e^2 / Le^3 \rho_e^2$	$\gamma_e / \rho_e$
Gasto	$Le \mu_e / \rho_e$	$Le^{3/2} (\gamma_e / \rho_e)^{1/2}$
Masa	$Le^3 \rho_e$	$Le^3 \rho_e$
Fuerza	$\mu_e^2 / \rho_e$	$Le^3 \gamma_e$
Presión	$\mu_e^2 / Le^2 \rho_e$	$Le \gamma_e$
Potencia	$\mu_e^3 / Le \rho_e^2$	$Le^{7/2} \gamma_e^{3/2} / \rho_e^{1/2}$
Rugosidad	1	$Le^{1/6}$

Fuente: Introducción a los modelos hidráulicos, G. Echávez. A., UNAM, 1996

Cabe resaltar de la tabla anterior, que si se utiliza el mismo fluido en el modelo y en el prototipo, se cumple:

$$\gamma_e = \mu_e = \rho_e = 1$$

En rigor, si el prototipo maneja aguas combinadas y en el modelo se emplea agua potable, lo cual es lo más frecuente, debe ser considerada la diferencia de densidades, aun que no se comete gran error al considerarlas iguales, y además si se considera  $\gamma_e = 1$ , se tiene que:  $\gamma_e / \rho_e = 1$

## 1.2.- Tipos de Modelos Hidráulicos

Dependiendo de las características del flujo que se presenten en los problemas que se deseen resolver con ayuda de modelos hidráulicos, éstos pueden dividirse en dos:

### 1.- Problemas de Flujo a Presión

Se relacionan con conductos trabajando con carga hidráulica, en los que se presentan características de flujo que abarcan desde el laminar hasta turbulento, pasando por el de transición. Además la fuerza viscosa en comparación con el peso del fluido tiene mayor importancia en el movimiento del flujo. Por

tal razón, para el caso de flujo laminar y de transición el número de Reynolds es el que determina los criterios de semejanza, mientras que para el turbulento el número de Euler es aplicable.

Entre los problemas de flujo a presión se encuentra el presentado a través de válvulas, codos, bombas, transiciones en tuberías y túneles llenos, cambios de dirección, orificios en placas, empujes sobre obstáculos.

Si el flujo en el prototipo es laminar ( $R < 2300$ ) como el presentado en fluidos viscosos, para lograr la similitud dinámica se requiere que entre modelo y prototipo haya semejanza geométrica que abarque las rugosidades y que conserven el mismo número de Reynolds,

En flujo en transición, para alcanzar la similitud dinámica se debe cumplir con la similitud geométrica que involucre el efecto de rugosidad y su vez, se conserve el mismo número de Reynolds en modelo y prototipo.

Si el prototipo trabaja con flujo turbulento, es decir,  $R > 4000$  la fuerza viscosa pierde importancia y el número de Euler define los criterios de semejanza entre éste y el modelo. En caso de que dichos criterios deseen ser analizados mediante el número de Reynolds, se recomienda que entre el modelo y el prototipo además de existir similitud geométrica se cumpla la siguiente relación para que exista similitud dinámica<sup>1</sup>:

$$R_{\text{mod}} = 1/10 R_{\text{prot}}$$

Existen recomendaciones para la construcción de modelos<sup>1</sup>, de las cuales se mencionan algunas:

* En modelos de válvulas, codos y rejillas:	$5 < Le < 30$
* En tuberías:	Diámetro $> 10$ cm
* Para rugosidad relativa:	$\epsilon / D < 0.05$
* En modelos de bomba:	$5 < Le < 10$
* En turbinas donde se reproduce la tubería a presión o el tubo de aspiración:	$Le \cong 50$
* En túneles llenos:	$50 < Le < 100$
* En tuberías a presión:	$10 < Le < 50$

## 2.- Problemas de Esguerrimiento a Superficie Libre

En los problemas a superficie libre, el peso del fluido (influencia de la gravedad) es la fuerza que provoca su movimiento, por lo que en ellos el número de Froude es el que determina los criterios de semejanza.

Los problemas a superficie libre también abarcan flujo laminar y turbulento. Algunos ejemplos se presentan en: vertedores, obras de toma, rápidas, cubetas deflectoras, salto de ski, túneles, alcantarillas, pilas, cambios de sección en canales, entre otros.

<sup>1</sup> Referencia 14



El caso de flujo laminar ( $R < 500$ ), por lo general tiene poca importancia para la ingeniería hidráulica aplicada, ya que éste se presenta en escurrimientos de lluvia sobre avenidas pavimentadas, y en el flujo de vidrio en los tanques de fundición, entre otros. Para conseguir la similitud dinámica, debe existir entre el modelo y el prototipo una semejanza geométrica y conservar en ambos sistemas los mismos números de Reynolds y Froude.

Si el flujo es de transición ( $500 < R < 2000$ ), para obtener la similitud dinámica entre el modelo y el prototipo, debe existir similitud geométrica que involucre la rugosidad y además se debe conservar en ambos sistemas los mismos números de Reynolds y Froude

Si el flujo a modelar es turbulento ( $R > 2000$ ), la similitud dinámica entre el modelo y prototipo se obtiene al haber similitud geométrica, y al conservar en ambos el mismo número de Froude ( $F$ ). Además, los coeficientes de pérdidas deben ser iguales en ambos sistemas, por lo que se debe tener cuidado en el tamaño del modelo, ya que la menor rugosidad que se puede obtener en un modelo es  $n = 0.008$ , la cual corresponde al acrílico o lucita, sin costuras (nombre asignado por la casa Dupont al polivinilo de estireno)

Algunas escalas que se recomiendan<sup>1</sup> para este tipo de problemas son:

* En vertedores:	$10 < Le < 100$
* En tanques amortiguadores	$10 < Le < 60$
* Para estructuras en canales y caídas:	$3 < Le < 20$
* En obras de toma y excedencias:	$50 < Le < 100$
* Si el régimen del flujo por analizar es subcrítico:	Tirante $> 3$ cm
* Si el régimen del flujo por analizar es supercrítico:	Tirante $> 1$ cm

De éstas, las dos últimas recomendaciones, son de gran importancia, ya que en tirantes menores, la tensión superficial tiene gran efecto.

### 1.3.- Desarrollo y Construcción de un Modelo

Un modelo hidráulico es la representación o la reproducción a una escala conveniente de la obra por estudiar, el cual debe involucrar aspectos geométricos y de funcionamiento hidráulico. El modelo permite obtener por medio de la experimentación, parámetros de diseño que son relacionados a condiciones eficientes de operación de las estructuras analizadas, sirviendo de apoyo para el diseño de futuras obras similares y de esta manera reducir costos de construcción y tiempos de ejecución de las obras.

Como se mencionó anteriormente, el modelo físico debe ser reducido con respecto al prototipo a una cierta escala, la cual depende principalmente del espacio disponible en el laboratorio y de la capacidad de sus instalaciones, también influye aunque en menor grado el costo, la precisión de las lecturas a obtener y la importancia de las rugosidades de la superficie que se pretenda representar en el modelo.

<sup>1</sup> Referencia 14

En lo referente a la precisión de las lecturas, ésta aumenta al incrementar el tamaño del modelo, pues modelos demasiado pequeños resultan incómodos para realizar las mediciones.

En lo que respecta a la construcción del modelo, ésta se recomienda se realice con materiales resistentes, lisos y de ser posible transparentes, como por ejemplo, la lucita, para que de esta manera se observe claramente el comportamiento del flujo y se comprenda mejor la causa de los resultados obtenidos.

Con el fin de reducir el costo y el tiempo de construcción de los modelos, se recomienda elegir una escala tal que permita que los principales elementos del prototipo a estudiar sean fabricados comercialmente, evitándose de esta manera el realizar en forma especial la mayoría del modelo.

Para evitar errores en la construcción del modelo, deben elaborarse planos detallados, especialmente en los puntos de mayor importancia ya que ayudan a reducir los tiempos de construcción.

El diseño, construcción y operación de un modelo hidráulico, debe ser apoyado en las leyes de similitud hidráulica, las cuales se basan en parámetros adimensionales formados por las variables principales del problema, de acuerdo con las características del flujo presentado en el problema por estudiar o analizar.

#### **I.4.- Instalaciones de un Laboratorio Hidráulico**

Para realizar sin contratiempos las pruebas experimentales de modelos a escala de obras hidráulicas, se debe cumplir con un mínimo de equipo y estructuras localizados en su mayoría en el interior del laboratorio las cuales se denominan instalaciones auxiliares, entre las que se encuentran: a) espacio disponible para albergar los modelos b) cárcamo de bombeo c) equipo de bombeo d) tanque elevado de carga constante e) sistema de alimentación f) tanque de aforo g) modelo a escala y h) canales de retorno. Las dimensiones de cada una de las instalaciones auxiliares dependen del tipo de obra que se requieren modelar y del gasto con el que van a trabajar.

A continuación se describe en que consiste cada una de estas instalaciones

La primera de éstas es la que corresponde al sitio designado, ya sea cubierto o a la intemperie, para construir los modelos requeridos.

El cárcamo de bombeo es una cisterna que por lo general se encuentra por abajo del nivel de piso del laboratorio, y tiene como objetivo el alimentar las bombas que suministran agua a los modelos, por lo cual debe tener una capacidad de almacenamiento adecuada, de tal forma que no se vacíe al operar los modelos existentes.

Las bombas tienen la finalidad de elevar el agua desde el nivel del espejo de agua en el cárcamo, hasta la altura del vertedor localizado dentro del tanque elevado.

Tanto el cárcamo como el equipo de bombeo son los elementos más afectados con el crecimiento de un laboratorio, ya que al crecer el número de modelos ya requiere un mayor suministro de flujo, volviéndose ineficientes.

El tanque elevado, también es conocido como de carga constante y cuenta con una zona de alimentación y otra vertedora de excedencias. Este tanque tiene la siguiente característica: a pesar de que existan variaciones en los gastos aportados por las bombas, la carga hidráulica proporcionada hacia los modelos no se ve alterada, lo cual permite mantener constantes los gastos que se proporcionan a los modelos hidráulicos. Esta característica se logra con ayuda de un vertedor de cresta muy larga para que la carga hidráulica sobre éste sea baja, y de una instalación que permita recircular el gasto no aprovechable por los modelos, al cárcamo de bombeo, evitando así derrames aún cuando no esté en operación algún éstos.

El sistema de alimentación se compone de una serie de tuberías y accesorios tales como válvulas, codos, tees, uniones, etc., las cuales permiten abastecer de agua los modelos a ensayar. Este sistema, por lo general se aloja dentro de los canales de retorno, con el fin de tener mayor área libre dentro del laboratorio. Se recomienda seleccionar el sistema de alimentación empleando un diámetro que propicie pocas pérdidas de carga debidas a la fricción y a cambios de dirección, con el fin de aprovechar al máximo la carga estática disponible en el tanque de carga constante.

Las estructuras aforadoras son empleadas para medir el gasto que se proporciona al modelo por lo que pueden localizarse antes o después de éste y en ocasiones para verificar el gasto, se construyen en ambos lados. Para realizar las mediciones se emplean por lo general vertedores de pared delgada y limnímetros que determinan la carga disponible sobre la cresta del vertedor, y con base en ésta se determine el gasto proporcionado. Cuando la estructura aforadora se localiza antes del modelo, se construyen una serie de tanques tranquilizadores de flujo, propiciando de esta manera que las condiciones de llegada al modelo sean lo más parecidas al prototipo, para ello se emplean piedras, celosías de ladrillo, rejillas o mallas, mismas que se colocan de mayor a menor abertura en dirección del flujo.

El modelo es la representación física a escala de la obra por estudiar. La primera decisión que debe tomarse para su construcción, es elegir la escala. La elección de la escala está determinada por factores como el espacio disponible, la capacidad tanto del equipo de bombeo como del sistema de alimentación con que se cuenta, también influye la rugosidad, costos de construcción y operación de la estructura por modelar.

Por último, los canales de retorno permiten regresar el agua al cárcamo de bombeo, una vez que ya circuló por el modelo en estudio, con lo cual se concluye la trayectoria del agua dentro de las instalaciones del laboratorio. Estos canales deben ser capaces de descargar el gasto máximo proporcionado por el sistema de alimentación. Por lo general la plantilla de los canales de retorno tienen una elevación menor a la del piso y se cubren con rejillas, de tal manera que permitan también el drenado del piso del laboratorio.

### **1.5.- Recomendaciones para Operar el Laboratorio**

La parte esencial en el manejo del laboratorio es tener presente el objetivo final de los ensayos realizados a un modelo, el cual es proporcionar información relacionada con las características de flujo que se presentan en el prototipo, y de esta manera emplear dicha información para mejorar su comportamiento.

Para operar los modelos debe contarse con aparatos de precisión que permitan medir las principales características hidráulicas del escurrimiento tales como:

Presión (manómetro, piezómetro, celda de presión)  
Gasto (vertedor, limnómetro, placas de orificio)  
Velocidad (micromolinete, tubo Pitot)  
Tiempo (cronómetro)  
Geometría (flexómetro, vernier)

Antes de empezar con las mediciones de parámetros obtenidos por medio de los ensayos, se recomienda realizar las siguientes actividades:

- a) Verificar que el flujo ingrese al modelo lo más parecido al prototipo, lo cual se consigue comprobando que el flujo calculado teóricamente para el diseño del prototipo sea semejante al del modelo, presentando las características de interés entre las que se encuentran el gasto máximo, tirantes, velocidades, principalmente. Adicionalmente debe construirse en laboratorio parte de las obras que se localizan aguas arriba del prototipo por modelar y que conducen el flujo hacia el modelo, a pesar de que en éstas se conozca plenamente su funcionamiento.
- b) Revisar que los instrumentos de medición funcionen bien y que su posición no altere las condiciones de escurrimiento, es decir, debe ser elegido un punto tal que no provoquen disturbios al flujo.
- c) Revisar que el modelo no tenga grietas que provoquen fugas de consideración que alteren los resultados.

A continuación se prosigue con la etapa de ensayos, en la cual se hacen las mediciones, mismas que se recomienda hacer más de una vez y de ser posible por diferentes personas, para verificar resultados. Dichas mediciones se registran en libretas con formatos especiales para cada modelo, en donde se anotan los valores registrados, comentarios y observaciones que se presenten durante la experimentación, que permitan identificar errores en las mediciones.

En una siguiente etapa se deben establecer métodos de procesamiento de información y de análisis de resultados, entre éstos el más importante es el de graficación, con el cual pueden detectarse con claridad los errores en las mediciones realizadas y con base en ellas hacer las rectificaciones necesarias. En el proceso de graficación se emplean las variables que intervienen en el comportamiento del flujo, tales como el gasto, tirante y geometría, con las cuales se obtienen parámetros adimensionales que finalmente se emplean para hacer la representación de los datos numéricos por medio de una o varias gráficas.

Si durante los ensayos realizados al modelo se observa que al modificar su geometría mejora su funcionamiento hidráulico, se recomienda que ésta no complique el proceso constructivo del prototipo. En caso de que los ajustes vuelvan compleja la construcción de la estructura (de forma geométrica

irregular), debe buscarse otra alternativa equivalente, la cual facilite su realización a pesar de que el funcionamiento hidráulico se vea un poco alterado.

Por último se recomienda que una vez que se terminó de experimentar con un modelo, se conserve cierto tiempo, ya que en ocasiones se rehabilitan modelos considerados como obsoletos, para estudiar modificaciones que surgen durante la construcción y operación del prototipo.

## **1.6.- El Laboratorio de Xotepingo de la DGCOH.**

Debido a que la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) requería realizar estudios experimentales de las estructuras hidráulicas a su cargo, para de esta manera obtener criterios de diseño y operación de éstas, se decide construir el Laboratorio de Ingeniería Experimental de Xotepingo, que se ubica en la avenida División del Norte No. 3330, colonia Ciudad Jardín, DF., el cual entra en operación a partir de 1985, quedando integrado por dos áreas, la primera de ellas destinada a la ingeniería hidráulica, en la que se experimenta con modelos reducidos de estructuras que forman o que en un futuro inmediato formarían parte del sistema hidráulico de la Ciudad de México. Esta área cuenta actualmente con tres tipos de modelos entre los que se encuentran: Plantas de Bombeo de Cárcamo Circular, Estructuras de Captación al Drenaje Profundo y Obras de Excedencias de Presas Reguladoras de avenidas. *La segunda área del Laboratorio está destinada para realizar pruebas a muebles sanitarios y accesorios domésticos que consumen relativamente poca agua.*

El área asignada a ingeniería hidráulica cuenta con las siguientes instalaciones auxiliares: un cárcamo de bombeo subterráneo con capacidad de  $125 \text{ m}^3$ , cuatro bombas que proporcionan un gasto individual de 20 l/s y cuya potencia es 5 HP, un tanque elevado de carga constante de 6.0 m de altura con respecto al nivel de piso del laboratorio, una red de tuberías y válvulas de acero con diámetros de 4 y 8 pulgadas que alimentan los modelos hidráulicos y un sistema de canales de retorno de sección rectangular de 40 x 50 cm con una pendiente de 0.005, los cuales están cubiertos con rejillas tipo Irving.

Los modelos con los que cuenta el laboratorio de Xotepingo en el área de ingeniería hidráulica son los siguientes:

### **Plantas de Bombeo de Cárcamo Circular**

Estas obras tiene como función principal el llevar a cabo las descargas de los colectores de la red primaria de drenaje hacia el sistema general de desagüe por medio de equipo de bombeo, ya que en un principio la misma red las realizaba por gravedad, pero que por los hundimientos que sufre la zona centro del Valle de México, ya no es posible, debido a que ahora la red primaria se localiza por abajo de dicho sistema.

Estas obras están integradas por estructuras cilíndricas denominadas humbrera de control y rejillas, cárcamo de bombeo y tanque de traspaleo.

### 1.- Planta de Bombeo Central de Abastos II (Esc. 1:16.75 )

Con anterioridad a la construcción de esta planta de bombeo, las plantas se construían a base de cárcamos rectangulares, pero debido a sus dimensiones y a la alta compresibilidad del subsuelo del Valle de México, presentaban varios problemas asociados con los asentamientos diferenciales de éste, los cuales son relacionados principalmente con el funcionamiento del equipo de bombeo, tales como la ruptura de las tuberías de descarga, atascamiento de las flechas, desviación de las tuberías de succión, entre otras. Con el empleo de cárcamos circulares se resuelven algunos de estos problemas, ya que se requieren espacios más pequeños en los que los hundimientos son prácticamente iguales y por tal razón no afectan dicho equipo. Sin embargo su funcionamiento hidráulico no era conocido en su totalidad, lo cual obligó a probarlo por la vía experimental.

La obra real se diseñó para un gasto de  $20.0 \text{ m}^3/\text{s}$  y su modelo consta de las siguientes estructuras:

Lumbrera de control y rejillas, la cual como su nombre lo indica cuenta con una serie de rejillas que impiden el paso de sólidos flotantes de grandes dimensiones, que causen daños al equipo de bombeo, además posee una serie de compuertas que permiten regular el paso de flujo hacia el cárcamo de bombeo.

El cárcamo de bombeo, cuya función es la de descargar el caudal que llega a él, por medio del equipo de bombeo, lo cual se logra al elevar el agua hasta el tanque de traspaleo.

El tanque de traspaleo que se encuentra en la periferia del cárcamo de bombeo, tiene como función el realizar las descargas hacia el conducto superficial del Sistema General de Desagüe.

Durante la etapa de ensayos realizados al modelo, se observó que el funcionamiento del cárcamo de bombeo, no era satisfactorio, por lo que se propusieron estructuras complementarias como el muro o anillo dissipador de energía, que es concéntrico al cárcamo y mamparas que delimitan el área de influencia de cada tubería de succión.

### 2.- Planta de Bombeo Canal Nacional - Miramontes (Esc. 1:19.90)

La razón por la cual se construyó el modelo, fue para establecer relaciones entre los nuevos resultados y los obtenidos del modelo anterior, para de esta manera establecer criterios de diseño para posteriores obras de este tipo, y adicionalmente para remediar problemas particulares que se presentaban en esta obra.

Dicha planta al igual que la anterior fue diseñada para un gasto de  $20.0 \text{ m}^3/\text{s}$

### 3.- Planta de Bombeo Zaragoza (Esc. 1:20.45)

La construcción de este modelo tuvo como objetivo el complementar resultados obtenidos con las dos plantas de bombeo anteriormente citadas y además obtener datos sobre características geométricas y operativas que sean aplicables a esta obra en particular.

Al igual que las dos obras anteriores, la planta de bombeo Zaragoza fue diseñada para un gasto de 20.0 m<sup>3</sup>/s.

De los ensayos realizados a los tres modelos descritos, se editó un Manual de Diseño de Plantas de Bombeo de Cárcamo Circular, que es empleado para realizar proyectos de éstas.

#### 4.- Planta de Bombeo Casa Colorada (Texcoco) (Esc. 1:24.606)

A pesar de que el prototipo de esta planta fue proyectado con el Manual de Diseño, fue necesaria la construcción del modelo ya que esta obra es la primera en su tipo, debido a que su cárcamo de bombeo está diseñado para manejar un gasto de 40.0 m<sup>3</sup>/s, pues plantas anteriores a ésta sólo manejan 20.0 m<sup>3</sup>/s, y fue con base en éstas la elaboración de dicho manual, por lo que no se sabía exactamente el comportamiento de estas nuevas estructuras.

De la experimentación realizada al modelo, se apreció que el funcionamiento en general es bueno, por lo que sólo surgieron modificaciones en cuanto a la dimensión de estructuras tales como el tanque de traspaleo, muro disipador, mamparas y compuertas de la lumbrera de control, presentadas en el proyecto original.

### **Captaciones al Sistema de Drenaje Profundo**

Estas obras tienen como objetivo el conectar el drenaje superficial con el profundo, de tal manera que los grandes caudales generados en época de lluvias sean descargados a grandes profundidades sin causar daños a las estructuras que se localizan aguas abajo del sitio de descarga.

Estas obras se componen de estructuras tales como cajas de control, lumbreras de caída y estructura amortiguadora.

#### 5.- Modelo de diferentes estructuras de captación

En éste se encuentra una lumbrera de descarga con cámara en espiral, con cámara en espiral simplificada (ranura vertical) y cimacio, y la lumbrera No. 1 del Gran Canal al drenaje profundo que posee cámara en espiral simplificada. Para mayor aclaración, se recomienda ver el capítulo II del presente trabajo.

Estos modelos representan tres de los diferentes tipos de estructuras de descarga y se realizaron con el objeto de analizar y comparar el comportamiento hidráulico de cada una de estas captaciones. La escala seleccionada para cada estructura se eligió con el fin de cuantificar los gastos manejados en el prototipo de dichas estructuras.

Las escalas de cada modelo son las siguientes:

Para la lumbrera de descarga con cámara en espiral: Esc. 1:34.07

Para la lumbrera de descarga con cámara en espiral simplificada: Esc. 1:21.52

Para la lumbrera No. 1 del gran canal al semiprofundo: Esc. 1: 21.22

De los ensayos realizados con éstos modelos, surgieron Manuales de Diseño de Estructuras de Captación.

6.- Captación del Colector Plutarco Elías Calles al Interceptor Oriente (Esc. 1:16.40 )

Este modelo consta de una captación de tipo caída libre, cuya capacidad de descarga es de  $8.0 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Debido al funcionamiento que presentaba en un principio el modelo, hubo que hacer modificaciones al proyecto original, las cuales están asociadas a la geometría de algunas de sus estructuras y a la construcción de nuevos elementos estructurales tales como transiciones que mejoran su funcionamiento.

7.- Mesa de Trabajo de Captaciones a base de estructura de caída libre (Esc. 1:16.40)

Este modelo se realizó con el fin de proporcionar criterios de diseño que sean aplicables a cualquier estructura de este tipo, ya que no se trata de un modelo de una estructura particular, sino más bien se trata de un dispositivo general de investigación.

De la experimentación con el modelo se proporcionan recomendaciones en cuanto a la posición conveniente de la entrada del agua procedente del drenaje superficial al drenaje profundo para obtener el mejor funcionamiento. Las dimensiones que se dieron al modelo se obtuvieron en base a las obras existentes que se repetían con mayor frecuencia y que se habían diseñado para un gasto de  $8.0 \text{ m}^3/\text{s}$ .

8.- Modelo de la Captación y Planta de Bombeo No. 7 del Gran Canal al Interceptor Oriente. ( Esc. 1:35)

Este modelo fue realizado, ya que en él se combinan dos estructuras de gran importancia como son una captación y una planta de bombeo, las cuales sólo han sido estudiadas en forma individual, por lo que no se conocía con precisión su funcionamiento en conjunto.

De las pruebas realizadas en laboratorio, pudieron reducirse las dimensiones de estructuras, específicamente de la lumbrera de caída.

**Obras de Excedencias de Presas Reguladoras.**

Estas obras tienen la función de retener los escurrimientos generados en la zona poniente del Valle de México, debidos a la precipitación pluvial, para que una vez que termina ésta sean descargados por su obra de toma hacia el sistema de drenaje de la ciudad, evitando de esta manera su saturación.



#### 9.- Obra de excedencias de la presa Tequilasco (Esc. 1:30)

Este modelo se construyó debido a que en la temporada de lluvias de 1992 se presentó una gran avenida en la cuenca del río Tequilasco, la cual debido a que su obra de excedencias era insuficiente ( $Q_{dis}=20.0 \text{ m}^3/\text{s}$ ), provocó que el agua brincara sobre la corona de la cortina que era de materiales graduados, causándole daños a ésta y a las colonias ubicadas aguas abajo de la cortina. Para evitar que este problema se repitiera se planteó la posibilidad de incrementar la altura de la cortina y aumentar la capacidad de la obra de excedencias para tener una capacidad de  $50.0 \text{ m}^3/\text{s}$ , lo cual se consiguió al sobreelevar la cortina y añadir al vertedor existente una longitud de cresta, respectivamente.

#### 10.- Obra de excedencias de la presa San Joaquín (Esc. 1:30)

Esta presa también se encuentra en la zona poniente del Valle de México, y su obra de excedencias fue diseñada para un gasto de  $25.0 \text{ m}^3/\text{s}$  y tiene la función, al igual que la obra anterior, de regular escurrimientos generados en dicha zona. Este modelo fue construido ya que originalmente contaba con una ataguía localizada en el canal de llamada de la obra de excedencias, la cual tenía una elevación de corona igual a la de la cortina, con el fin de aumentar su capacidad de regulación de escurrimientos para la que fue diseñada, pero como dicha ataguía fue retirada por la Comisión Nacional del Agua (CNA), se quiso probar si la infraestructura disponible era capaz de desalojar el agua excedente en una lluvia extraordinaria y en caso de no ser así, acondicionar ésta para desalojar el gasto proporcionado por una tormenta de  $50.0 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Para obtener mayor información sobre los modelos existentes en laboratorio, se recomienda revisar los informes referentes a la operación y mantenimiento del laboratorio realizados por la DGCOH.

## ***II.- ESTUDIO EXPERIMENTAL DE CAPTACIONES***

El presente capítulo trata la evolución que han sufrido las captaciones debido a la gran cantidad de restricciones que se presentan para su construcción, y cómo han influido las experimentaciones realizadas a modelos físicos a escala.

Cuando el drenaje profundo fue construido, era una herramienta nueva para el desalojo de aguas residuales y pluviales en México, por tal razón no se contaba con criterios de diseño para dar solución a la conducción de dichas aguas hacia el drenaje profundo, dando lugar a que se realizaran pruebas experimentales por medio de modelos a escala, para de esta manera definir las obras complementarias al drenaje profundo y lograr un buen funcionamiento en la conexión de éste con el superficial, con lo cual fueron definidas las estructuras que hoy constituyen una captación.

## II.1.- Introducción

Con la construcción del drenaje profundo como una medida para dar solución a los problemas de inundaciones presentados año con año durante la época de lluvias en el Valle de México, fue necesario construir diversos tipos de estructuras especiales que permitieran descargar en forma controlada los caudales generados en los distintos subsistemas que componen el drenaje superficial de la ciudad. Dichas estructuras especiales son el punto de liga entre el drenaje superficial o semiprofundo y el profundo, ya que entre ambos hay una diferencia de alturas que varía entre 10 y 30 metros, generalmente.

Entre estas estructuras la más común es conocida como captación, la cual generalmente se localiza dentro de las lumbreras constructivas del drenaje profundo. La captación básicamente se compone de los siguientes elementos: una caja que controla el paso de agua hacia el drenaje profundo por medio de compuertas, denominada caja de control, una lumbrera vertical o de caída y una estructura amortiguadora que disipa la energía de caída del agua y a su vez conduce el flujo hacia el profundo.

Corte de una captación tipo

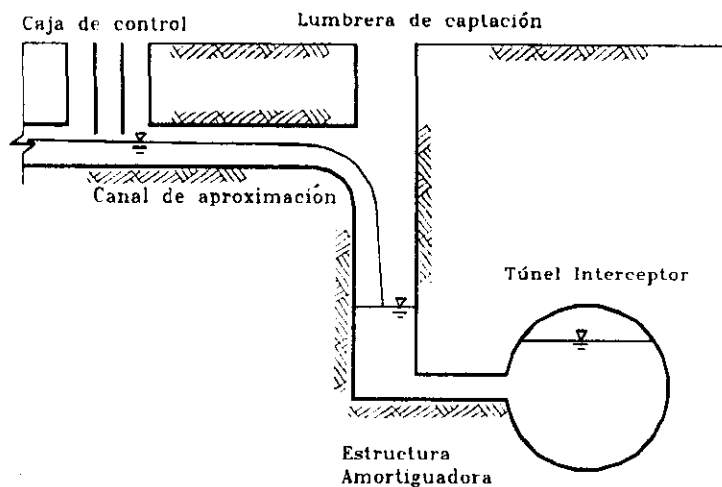


Figura II.1.1

La lumbrera de caída por lo general se adosa a la constructiva, de tal manera que permita el paso de personal y equipo para dar mantenimiento a los túneles profundos y a la vez propicie la salida de aire y gases acumulados en los túneles a consecuencia de su operación. El extremo superior de la lumbrera de caída se conecta a un colector superficial o semiprofundo denominado madrina que capta el agua de varios colectores superficiales, y que en su parte final recibe el nombre de canal de aproximación, mientras que en el extremo inferior de la lumbrera el agua es descargada hacia el drenaje profundo por medio de una estructura amortiguadora (ver Figura II.1.1).

Los modelos hidráulicos de captaciones realizados en el laboratorio, son construidos con la finalidad de estudiar experimentalmente el comportamiento hidráulico de sus estructuras más representativas y realizarles modificaciones adecuadas que mejoren su operación, teniendo siempre presente que el objetivo de una captación es asegurar que el agua descargada a grandes profundidades no provoque daños a las estructuras receptoras.

Factores económicos, constructivos y de espacio, han contribuido en la evolución de las formas de conectar los colectores superficiales con el drenaje profundo. Debido a que cada vez se cuenta con menores cantidades de inversión en la construcción de obras y a que la disponibilidad de espacios en el Valle de México es escasa, ha obligado a realizar una búsqueda constante de soluciones en las que se requiera de estructuras sencillas de construir y que a su vez sean compactas, sin que se llegue a mermar su funcionamiento hidráulico.

En las primeras obras de captación al drenaje profundo, se construyeron lumbreras especiales para realizar estas conexiones y posteriormente por restricciones económicas se aprovecharon las lumbreras constructivas, ya que por sus dimensiones, generalmente 12 m de diámetro, permite alojar las estructuras necesarias para el desalojo de aguas provenientes del drenaje superficial, tales como la lumbrera de caída y la estructura amortiguadora. Por lo que esta alternativa de conexión se ha convertido en una norma, ya que actualmente la DGCOH recomienda proyectar la mayor cantidad posible de captaciones en lugares donde se cuenta con lumbreras constructivas.

Para la selección de la lumbrera en la cual se descargará el agua captada por el drenaje superficial, se revisa la red cercana a ésta empleando programas de computadora que simulen el tránsito de avenidas por estos sistemas, entre los que se encuentra el Tuave. Para este programa se recomienda utilizar hidrogramas con periodos de retorno de 10 años, para garantizar que el sistema de colectores trabaje con carga a su máxima capacidad <sup>1</sup>.

Después de haber definido la lumbrera de captación y los gastos derivados, se debe proyectar la localización del colector madrina, desde el punto de vista constructivo, económico y de vialidad en caso de interferir con alguna vialidad importante.

Para lograr una buena distribución de descargas a lo largo del drenaje profundo, se recomienda ubicar las captaciones en sitios equidistantes, de tal forma que los gastos aliviados sean del mismo orden y de esta manera no saturar a éste desde un solo punto. Para verificar que las conexiones sean adecuadas hidráulicamente en el punto donde se localizaron, se recomienda realizar el tránsito de avenidas, con el cual se determinan los caudales con los que trabajará la captación.

La evolución de las captaciones, ha provocado principalmente el variar la forma de conectar el colector madrina con la lumbrera de caída en su extremo superior y la manera de amortiguar las descargas al túnel profundo.

<sup>1</sup> Referencia 22

Con el fin de presentar un buen comportamiento hidráulico de las estructuras de captación al drenaje profundo se han proyectado diversos tipos de conexiones entre el colector madrina y la lumbrera de caída, entre las que se encuentran principalmente las cámaras en espiral y caídas libres, contando éstas a su vez con variantes, por lo que para elegir el tipo de conexión más conveniente se deben considerar aspectos adicionales al funcionamiento, como son los económicos y constructivos.

En lo que respecta a la unión del colector madrina con la lumbrera de caída, las estructuras más empleadas en las captaciones al drenaje profundo son las siguientes:

1. Cámara en espiral
2. Ranura vertical (Cámara en espiral simplificada)
3. Descarga en caída libre

Mientras que en lo que respecta al amortiguamiento y descarga de caudales hacia los túneles profundos se han realizado de las siguientes formas:

1. Descarga a través de orificios rectangulares localizados en el extremo inferior de la lumbrera de caída, hacia un tanque construido sobre la clave del túnel, el cual posee un muro vertedor que descarga libremente el agua hacia el túnel profundo.
2. Descarga directa de la lumbrera de caída hacia el túnel profundo a través de conductos cortos denominados tubos de desfogue.

Del comportamiento de los modelos hidráulicos que se han construido en laboratorio, se ha observado que los daños ocasionados a las estructuras que se encuentran aguas abajo de la unión del colector madrina con la lumbrera de caída son provocados por el impacto del agua al caer libremente a gran velocidad y por el arrastre de aire al interior de los tubos que conectan a la lumbrera de caída con el túnel profundo, ya que dicho aire puede llegar a someterse a grandes presiones dentro de los tubos de desfogue y volverse explosivo al ser liberado bruscamente dentro de los túneles profundos, erosionando de esta manera las estructuras cercanas a este punto.

Adicionalmente puede presentarse otro fenómeno de funcionamiento relacionado con la recirculación de aire dentro de la lumbrera de caída, ya que si por debajo de la trayectoria del agua formada al ser descargada por el colector madrina no existe ésta, se genera una inestabilidad en su trayectoria, provocando su oscilación que, dependiendo de la magnitud del caudal descargado y su profundidad, causa oscilaciones en el colchón de agua formado dentro de la lumbrera de caída que a su vez provoca vibraciones y en ocasiones daños estructurales, denominándose a este fenómeno como oscilación en masa.

## **II.2.- Captación con Cámara en Espiral.**

De la estructura de captación a base de cámara en espiral, la cual es en forma de espiral, se ha observado que garantiza una descarga segura del agua a grandes profundidades, ya que propicia una

buena disipación de energía y un control adecuado del flujo. Este tipo de estructura se ha empleado como obra de excedencias, pues permite desalojar gradualmente el agua y en forma continua.

En la cámara en espiral, gracias al encauzamiento generado por la geometría de sus paredes interiores, obliga al flujo proveniente del colector madrina a pegarse a la pared de la lumbrera formando una capa uniforme de agua y a su vez girar alrededor de ésta al cual se denomina flujo en vórtice, siendo éste muy bueno en las captaciones ya que al pegarse a la pared de la lumbrera se tiene una recirculación constante de aire por el centro de ella, evitando así las oscilaciones en masa y sus consecuencias. También al ser aprovechado el perímetro de la lumbrera para descargar en forma continua el flujo, se reduce el impacto provocado por el flujo al llegar al fondo de ésta, en comparación con una descarga libre.

## Cámara en espiral

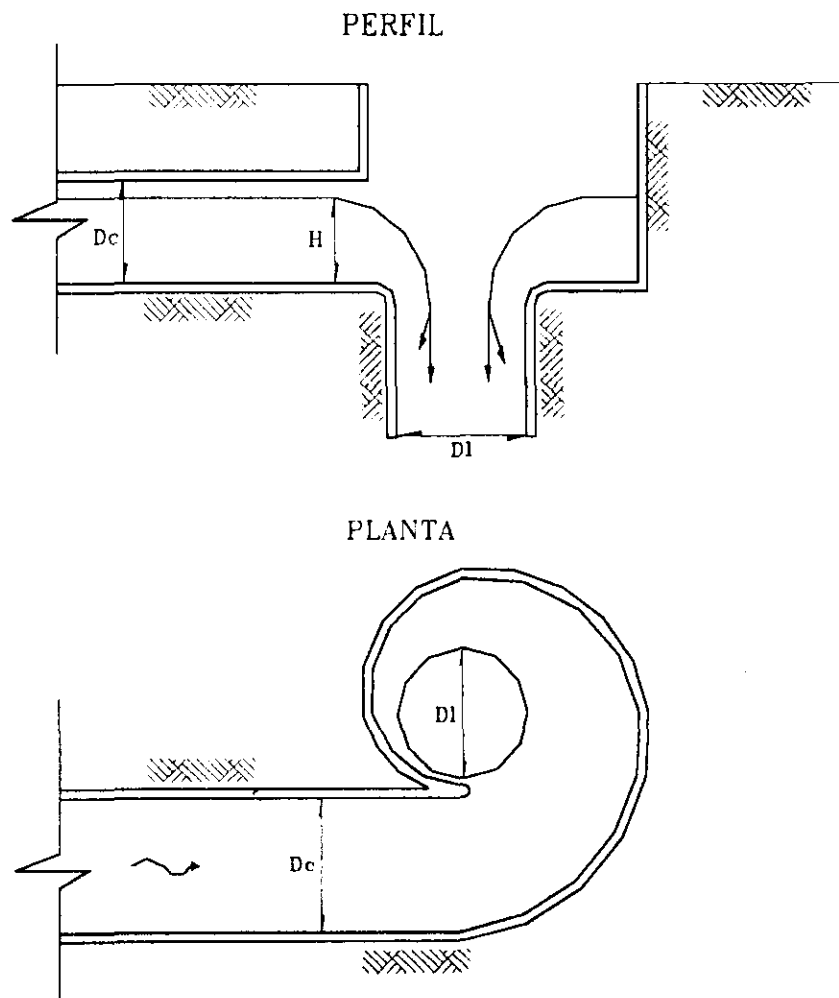


Figura II.2.1

Su diseño fue pensado tomando como base que la velocidad a lo largo de ésta debe ser constante. De esta manera su ancho se va reduciendo a partir de la entrada hacia el trayecto del flujo, ya que el caudal transportado por la cámara también se reduce debido a que la lumbrera de caída se encuentra a un costado inmediato de su entrada.

En la cámara en espiral se recomienda que la pendiente de su plantilla sea igual a la del colector madrina, con el objeto de que los tirantes de agua presentados en ésta no se vean alterados.

Otra de las ventajas que ofrece la cámara fue detectada en su estudio experimental ya que se observó que la relación carga-gasto del funcionamiento de ésta, tienen un comportamiento casi lineal, permitiendo de esta manera que se realicen buenas predicciones del gasto que se descarga con base en el tirante presentado en la descarga del colector madrina.

Entre las primeras obras de captación construidas, la combinación de cámara en espiral y tanque amortiguador con muro vertedor tuvo gran aplicación, ya que ésta es una estructura eficiente hidráulicamente para realizar descargas de grandes caudales a profundidades considerables. Pero tiene el inconveniente de que requiere para su construcción muros espirales muy largos que provocan que el costo de la obra sea elevado, pues además de requerir grandes volúmenes de material, su procedimiento constructivo es complicado y requiere de grandes espacios, provocando que el espacio disponible en la lumbrera constructiva para realizar maniobras de mantenimiento sea reducido.

En el funcionamiento de la combinación de cámara en espiral con tanque amortiguador se tiene la desventaja de que la descarga libre del vertedor al túnel profundo provoca gran turbulencia, reduciendo su capacidad de conducción, ya que se genera un remanso aguas arriba, que no es conveniente en una obra de la importancia del drenaje profundo.

### **II.3.- Captación con Ranura Vertical**

Por razones económicas, constructivas y de espacio, se consideró necesario simplificar el diseño de la conexión del colector madrina con la lumbrera de caída, para obtener de esta manera estructuras más sencillas, compactas y económicas, pero con una eficiencia semejante a la cámara en espiral.

Para obtener una variante a la cámara en espiral, la DGCOH se dio a la tarea de consultar un artículo publicado por el Ing. Michael Quick, cuyo título es "Análisis del vórtice en espiral y del vórtice con ranura vertical en lumbreras de caída", y que está enfocado a obras de excedencia en presas, donde se plantea como alternativa de solución, el substituir el vórtice generado en una cámara en espiral por el formado con una ranura vertical, el cual crea el mismo efecto de flujo helicoidal en la lumbrera de caída.

El diseño simplificado planteado originalmente por Quick, consiste en ingresar el agua por el extremo superior de la lumbrera de caída mediante un muro vertical que conduce el flujo hacia la lumbrera de caída, siendo este muro tangencial a la pared de la lumbrera de caída y a una ranura vertical cortada sobre la curva de ésta. Dicha ranura corresponde al arco de un cuarto de circunferencia de la lumbrera y surge a partir de la plantilla del canal de aproximación, llegando hasta el extremo superior de la lumbrera, tal como se muestra en la figura II.3.1.

# Obra de Excedencias a base de Ranura

## Vertical

Lumbrera de Caída

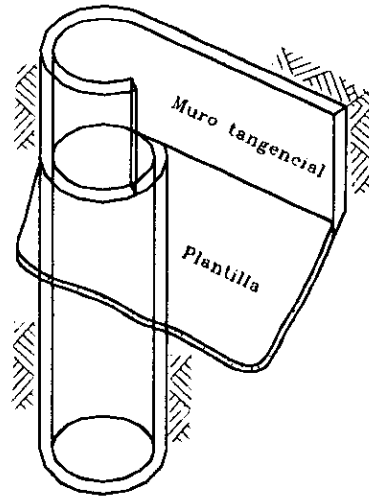


Figura II.3.1

Como este arreglo fue ideado originalmente con la finalidad de captar el agua de un embalse, y no de un colector que es lo que se requiere en una captación, fue necesario verificarlo experimentalmente. Para ajustar este arreglo a las necesidades de una nueva alternativa de captación al drenaje profundo, se adicionó un segundo muro paralelo al primero a una distancia igual a un cuarto de circunferencia de la lumbrera, formando entre ambos muros un canal rectangular como el presentado en la figura II.3.2. Como consecuencia de estas modificaciones, se alteraron las condiciones del flujo de aproximación, por lo que el nuevo arreglo fue probado en laboratorio para la condición de ser alimentado por un colector y no por un embalse, haciéndose uso de un modelo a escala, en el que se apreciaron los diferentes comportamientos del flujo.

# Obra de Excedencias a base de Ranura

## Vertical

Lumbrera de Caída

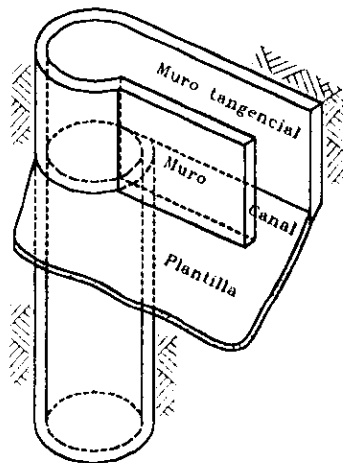


Figura II.3.2



De la experimentación con el modelo se apreció que en la lumbrera se genera un efecto de vórtice semejante al de una cámara en espiral con las ventajas de la formación de un núcleo de aire que permite la autoventilación de la caída de agua, eliminando de esta manera la posibilidad del llenado total de la lumbrera y el riesgo de que se presenten vibraciones en la estructura, producto de las oscilaciones en la trayectoria del chorro.

En los primeros ensayos también se apreció que parte del flujo que entra por la ranura gira a lo largo de la periferia de la lumbrera, regresando a la ranura pero en dirección perpendicular, obstruyendo el flujo entrante y reduciendo la capacidad de descarga de la ranura.

Con la finalidad de eliminar dicha obstrucción y a su vez conservar su capacidad de descarga, se realizaron una serie de transiciones verticales que parten desde una sección transversal que pasa por el punto de intersección del canal de aproximación con la periferia de la lumbrera de caída, llegando hasta la pared de ésta, como se muestra en la figura II.3.3.

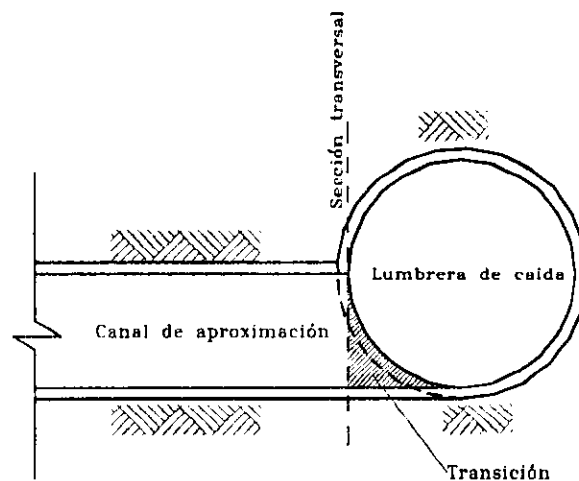


Figura II.3.3

La disminución de la capacidad de conducción de la ranura vertical se debía a que la plantilla del canal de aproximación cubría en forma horizontal toda el área sombreada (figura II.3.3), lo cual impedía que el agua cayera en el mismo instante sobre todo el ancho de la sección transversal anteriormente citada. De las transiciones probadas en laboratorio, la que se eligió debido a que aumenta la capacidad de descarga del canal de aproximación en un 18 % con respecto a la captación sin transición vertical, y que a su vez requería un proceso constructivo más sencillo, resultó ser la que se indica en la figura II.3.4.

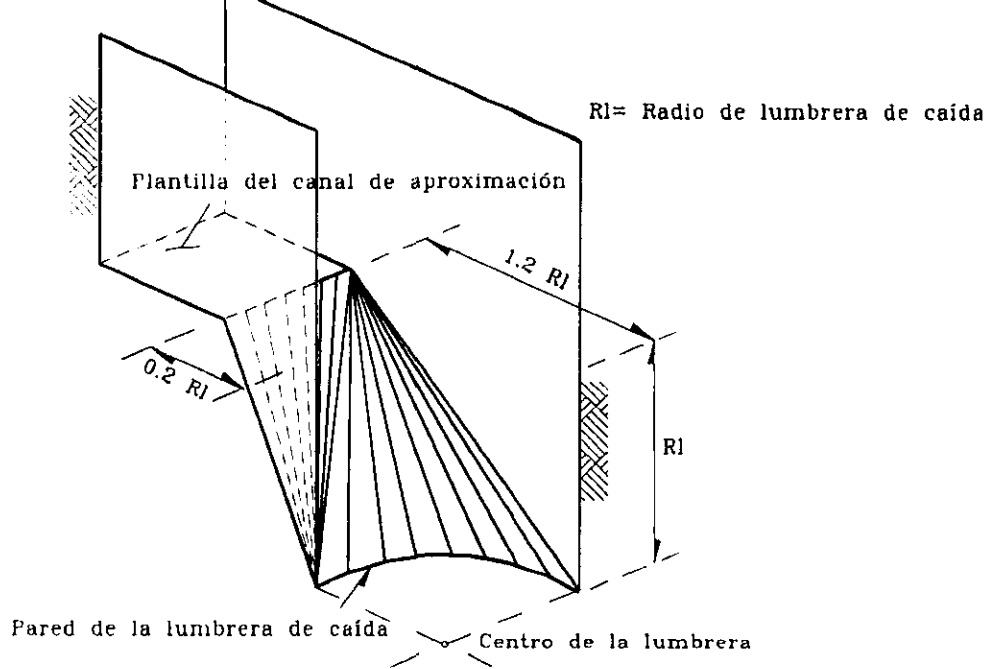


Figura II.3.4

En el modelo a escala de la ranura vertical del laboratorio de Ingeniería Experimental de la DGCOH se realizaron pruebas para definir parámetros adimensionales característicos de los fenómenos que se hacen presentes y de esta manera establecer correlaciones entre las variables de diseño, tales como el ancho del canal y gasto de aportación. Por lo que fueron probados diferentes anchos del canal de aproximación, determinando así la relación carga-gasto (H-Q), para relacionar la capacidad de la captación con dicho ancho.

Como las curvas H-Q obtenidas experimentalmente para la captación a base de ranura vertical resultaron ser muy similares a las obtenidas en una cámara en espiral utilizada en el sistema de drenaje del D. F., este tipo de captación fue considerado como efectivo, ya que requiere de estructuras más sencillas y de menores dimensiones comparadas con la cámara en espiral, lo cual se ve reflejado en su costo y en su rapidez de construcción.

Para complementar el diseño de este tipo de captación, se empezó a probar una nueva estructura amortiguadora que consiste en tubos cortos localizados en el fondo de la lumbrera y que se conectan con los túneles profundos, los cuales se conocen como tubos de desfogue, para de esta manera disipar mejor la energía dentro de la lumbrera por medio de un colchón que a su vez impidiera el ahogamiento del canal de aproximación en la parte superior de la lumbrera. El resultado fue la descarga a base de dos tubos de desfogue, uno con diámetro correspondiente al 60 % de la lumbrera de caída y el otro del 30 %. Para dicho arreglo, el conducto de menor diámetro se localiza en la plantilla de la lumbrera y el mayor se localiza a una separación vertical a ejes de una vez el diámetro de la lumbrera. Este arreglo fue seleccionado ya que permite descargar gastos considerables, presentando los tirantes más bajos dentro de la lumbrera de caída.

Con el arreglo de ranura vertical y tubos de desfogue, que ligan la lumbrera con el drenaje profundo, se desechó el uso tanto de la cámara en espiral, como del tanque amortiguador con caída desde el muro

vertedor, con lo que se eliminaron las dos desventajas que se presentaban en este tipo de captación, las cuales son el costo elevado y la reducción de la capacidad de conducción del túnel profundo, pues con los conductos de desfogue se logra encauzar el agua en el mismo sentido del flujo que circula en éste.

#### **II.4.- Captación con Caída Libre**

Como otra alternativa de solución a los problemas de las captaciones, se pensó en una descarga directa a la lumbrera de caída. En esta estructura los gastos transportados del drenaje superficial al profundo son descargados libremente del canal de aproximación a la lumbrera de caída, sin necesidad de emplear cámara en espiral o ranura vertical.

Este tipo de captación requiere un proceso constructivo relativamente sencillo ya que la descarga del drenaje superficial se realiza de manera directa a la lumbrera de caída, sin necesidad de emplear geometrías complicadas, lo cual a su vez repercute en su tiempo y costo de construcción.

Con el objeto de mejorar en el funcionamiento hidráulico de este tipo de captación, se han realizado modificaciones al planteamiento original.

En un principio se planteó que el eje del canal de aproximación (colector madrina) pasara por el centro de la lumbrera de caída. De dicho arreglo se observó experimentalmente que debido a su funcionamiento hidráulico, se impide la recirculación de aire bajo la caída del chorro, provocando que el aire arrastrado por el flujo no sea sustituido, por lo que llegan a formarse bajo el chorro zonas de baja presión que en ocasiones llegan a provocar oscilaciones en el flujo del chorro, produciendo vibraciones en la lumbrera de caída, causando graves daños.

El riesgo de falla en la lumbrera, se incrementa conforme aumenta el gasto aportado y la altura de caída. Para alturas de caída grandes, se ha observado que el movimiento rápido del agua arrastra cantidades considerables de aire que pueden ser sometidas a grandes presiones, convirtiéndose en un peligro latente de explosión al ser transportadas bruscamente a zonas de baja presión, provocando daños a las estructuras cercanas a dichas zonas.

A pesar de que el problema de recirculación de aire bajo la trayectoria del chorro puede solucionarse instalando en esta zona conductos de ventilación, se buscó otra alternativa de captación a base de descarga libre, mediante el empleo de un canal de aproximación, que tuviera una transición tanto en forma horizontal como vertical.

En el sentido horizontal, la transición se diseñó desde el ancho del canal de aproximación hasta el diámetro de la lumbrera de caída (para el caso de una lumbrera adosada), mientras que en el sentido vertical se propuso un perfil en forma de "cimacio" circular tal que evitara el despegamiento de la lámina inferior de agua, manteniendo de esta manera la estabilidad del flujo (ver figuras II.4.1 y II.4.2).

La función de dicha transición es la de conducir gradualmente el flujo al ancho del diámetro de la lumbrera de caída (adosada) y a su vez realizar una conexión gradual entre la plantilla del canal de aproximación y la pared vertical de la lumbrera, esto último se consigue al pasar de una sección de

descarga en forma de "D" a una sección circular (ver figura II.4.2), localizándose dicha variación al final del perfil circular que forma el canal de aproximación, teniendo una longitud de una vez el diámetro de la lumbrera de caída (ver figura II.4.1).

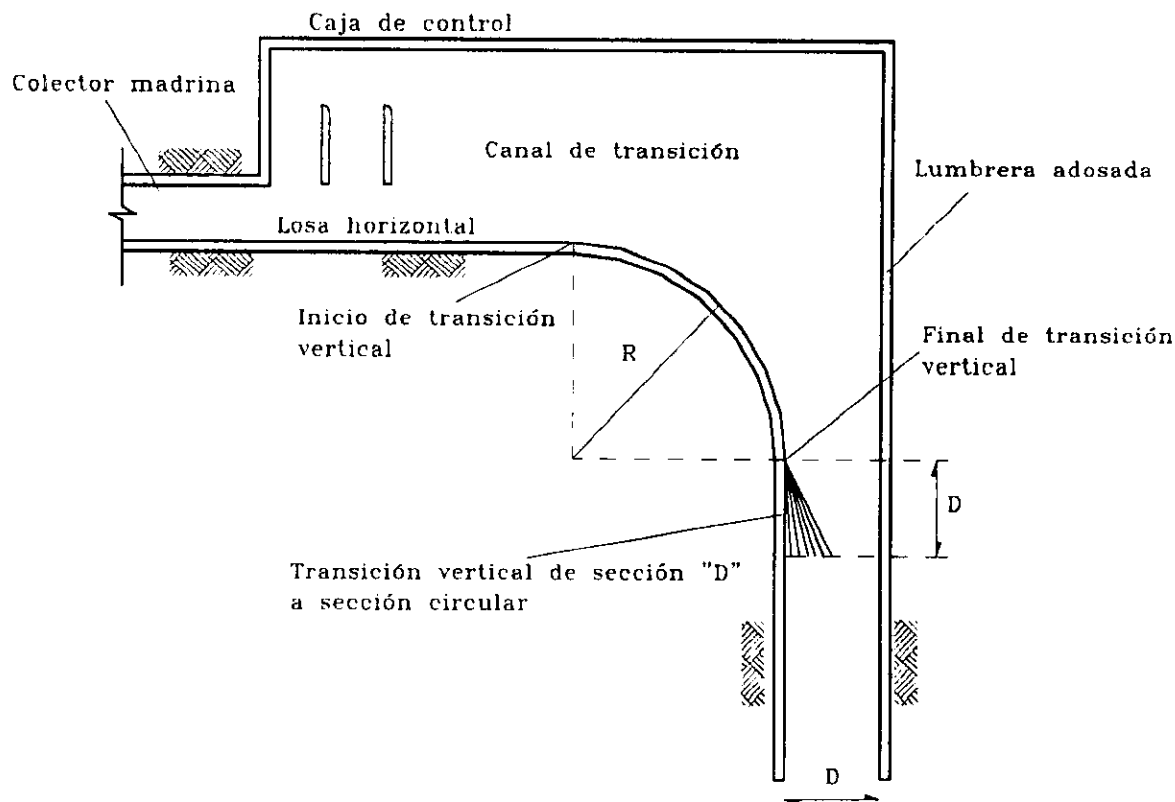


Figura II.4.1

Adicionalmente se instaló un arreglo de tubos de desfogue que permitiera la formación del colchón de agua, para amortiguar la caída de ésta y eliminar la formación del remanso de agua en el túnel profundo. Con este tipo de captación, que resulta ser la más sencilla de las descritas se realizaron una serie de pruebas en el laboratorio, con diferentes arreglos de colector madrina, lumbrera de caída y tubo de desfogue. Estas pruebas sirvieron para realizar un manual de diseño, consistente en gráficas experimentales para seleccionar el arreglo de lumbrera de caída con tubo de desfogue, que se muestran en el capítulo III.

En el diseño de este tipo de captación se debe cuidar que el diámetro de la lumbrera permita que la caída del flujo se adhiera a la pared que une a ésta con el canal de aproximación, para permitir la entrada de aire por la pared opuesta, lo cual se consigue cuando el perfil circular de la transición vertical tiene un radio de 4.5 veces el diámetro de la lumbrera de caída (ver figura II.4.2).

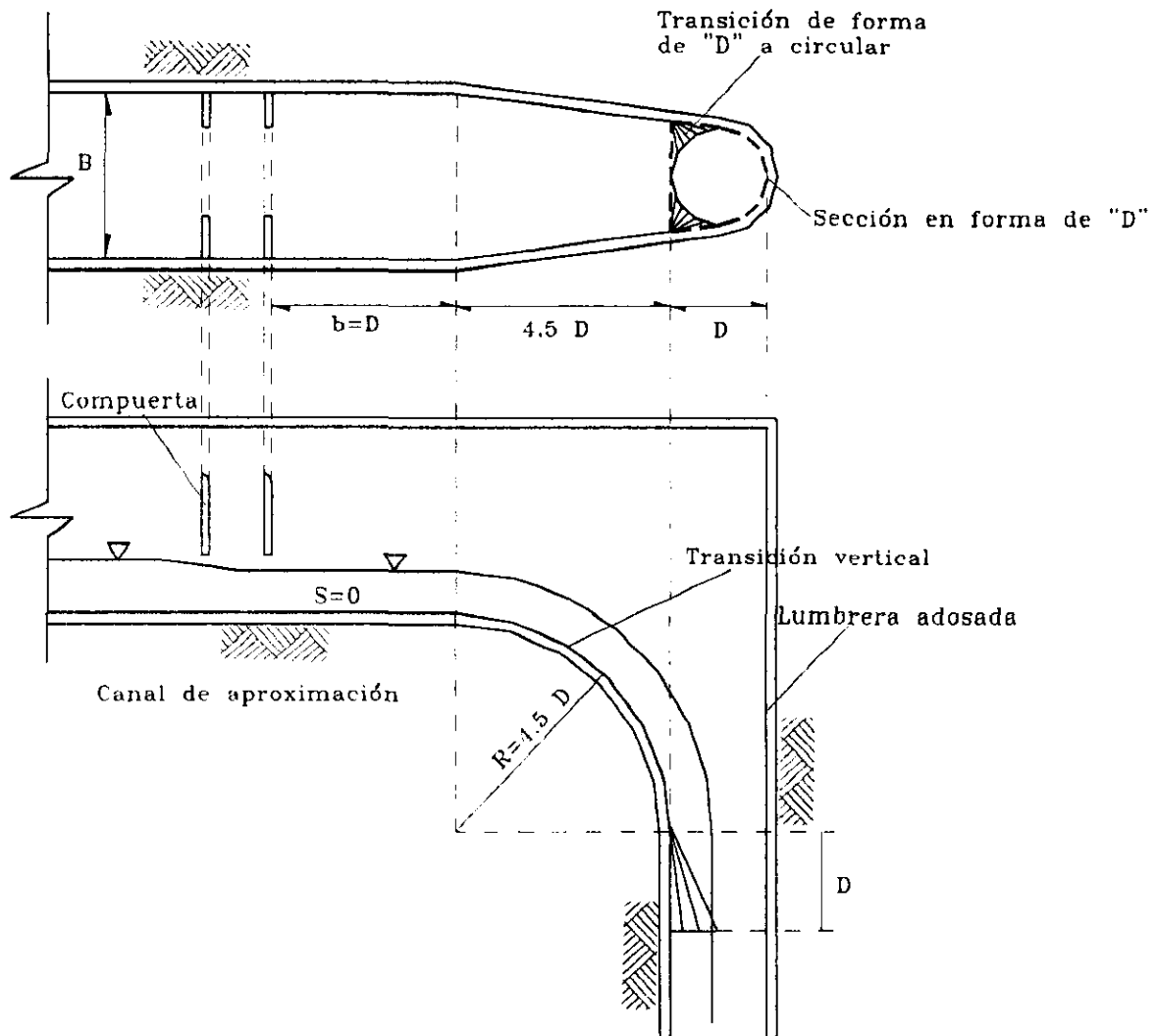


Figura II.4.2

De los más recientes estudios realizados con modelos hidráulicos, se encontró una nueva alternativa de captación a base de descarga libre a la lumbrera de caída, en la cual no es necesario el empleo de transiciones que ligan el canal de aproximación con la lumbrera de caída, que complican su proceso constructivo

Dicha alternativa consiste en ligar en forma tangencial al canal de aproximación con la lumbrera de caída, para que el flujo transportado por el colector madrina sea encauzado hacia la pared interna de la

lumbreira de caída, tratando de formar un flujo helicoidal, en el cual se disipe energía y al caer al fondo no provoque daños que lleguen a ser considerables, y que además por la pared opuesta a la conexión entre el colector madrina y la lumbreira se permita la recirculación de aire (ver figura II.4.3).

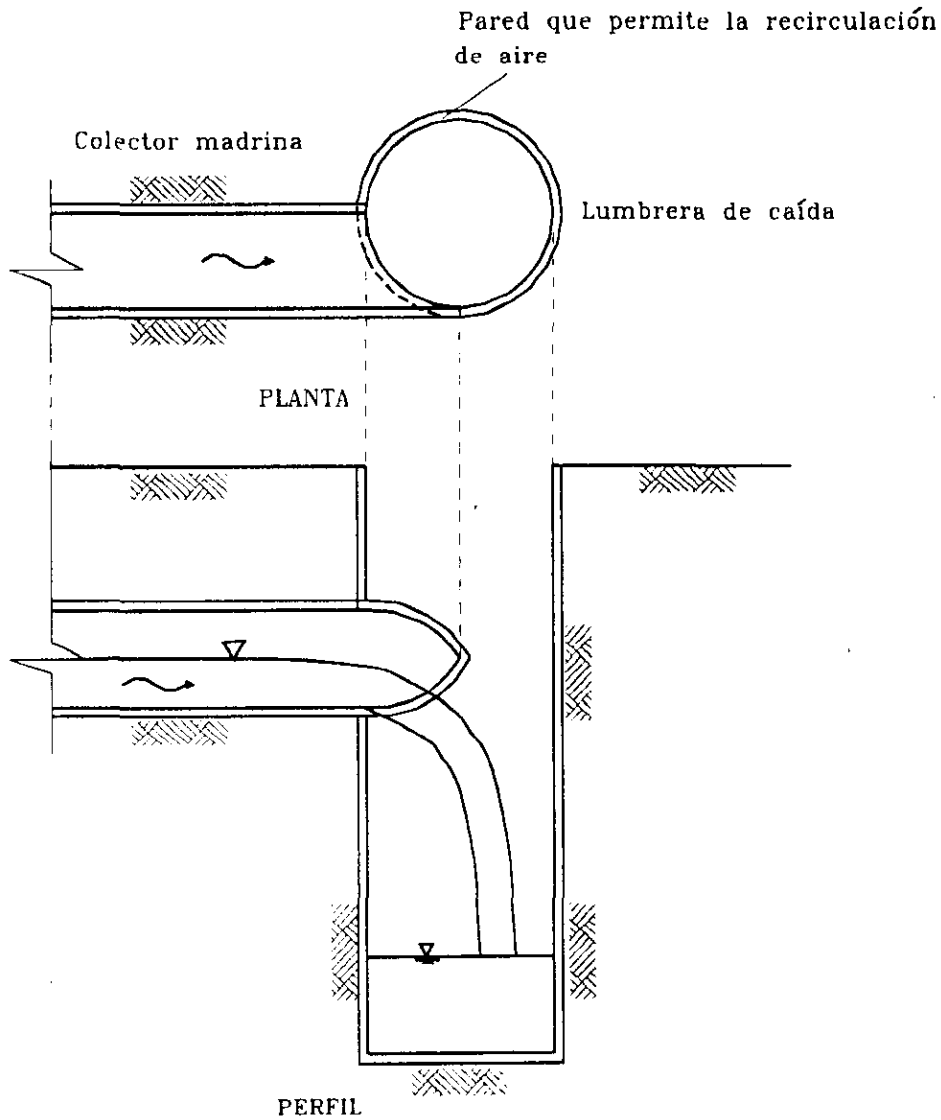


Figura II.4.3

En la operación de los modelos hidráulicos referentes a este tipo de captación se observó que para que el flujo transportado por el colector madrina se adhiriera a la pared de la lumbreira, éste tenía que ser muy grande, o en su caso, llevar una velocidad de descarga considerable, por lo que para el caso particular de grandes profundidades de caída se recomienda realizar una transición gradual a lo largo del colector, tal que al pié de la lumbreira se obstruya el 50% del área de éste, como se muestra en la figura II.4.4,

con lo que se mejora el encauzamiento del flujo, lo cual es benéfico en el caso de descargas de caudales a grandes profundidades.

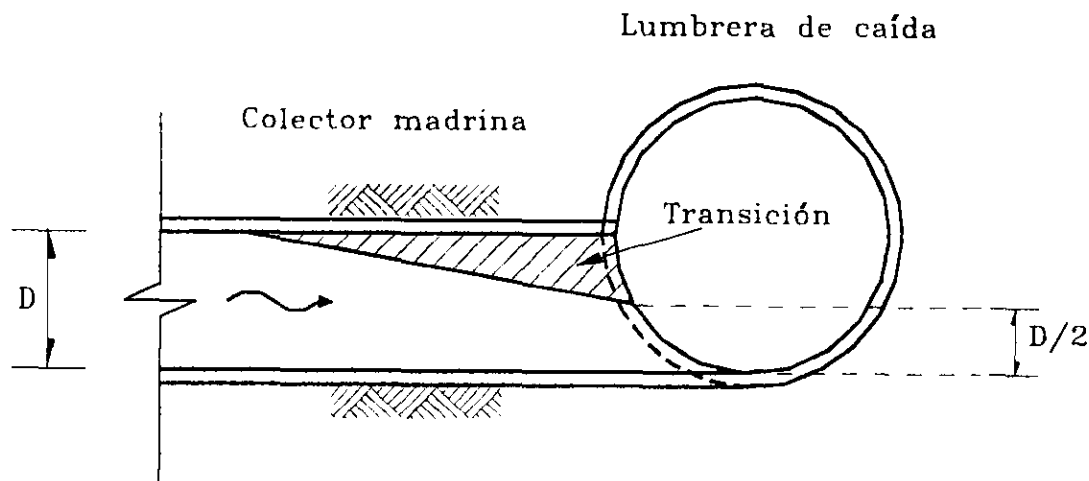


Figura II.4.4

Con la finalidad de conocer las características geométricas e hidráulicas que deben poseer las estructuras de captación con caída libre a base de conexión tangencial, se diseñó un modelo que permite probar diferentes ángulos de entrada del flujo hacia la lumbrera de caída, los cuales son referidos a la posición del tubo de desfogue y a su vez también permite variar el ángulo de entrada del flujo hacia el túnel profundo. El modelo en cuestión consta de las siguientes estructuras: colector madrina, lumbrera de caída, tubo de desfogue y túnel profundo.

Debido a que hoy en día este tipo de captación resulta ser la más económica con funcionamiento hidráulico aceptable, el modelo fue diseñado para obtener una serie de arreglos referidos al ángulo formado por el tubo de desfogue y el colector madrina y además por el formado entre el túnel profundo con el de desfogue, que permitan realizar recomendaciones para el diseño de futuras obras similares (ver figura II.4.5).

La construcción del modelo se basó en el diseño de tres captaciones de descarga libre hacia un colector semiprofundo, en las cuales las dimensiones que coinciden son las correspondientes a los diámetros de lumbrera, tubo de desfogue y túnel semiprofundo. En lo que respecta al diámetro del colector madrina, sólo en una de ellas varió por muy poco, por lo que la geometría del modelo pudo generalizarse para las tres captaciones, mismas que fueron diseñadas para un gasto de  $8.00 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Como se mencionó anteriormente, para referir la posición de los elementos que permitan obtener los diversos arreglos de estructuras, se utilizaron como referencia los eje del túnel profundo, tubo de desfogue y del colector madrina. En la experimentación se probaron dos diferentes arreglos para descargar las aportaciones del tubo de desfogue hacia el túnel profundo, los cuales corresponden a un

ángulo formado por ambos elementos de 30 y 45°. Mientras que para el arreglo formado por el tubo de desfogue y el colector madrina se probaron tres diferentes ángulos de entrada del flujo hacia la lumbrera de caída 90, 180 y 270° (ver figura II.4.5).

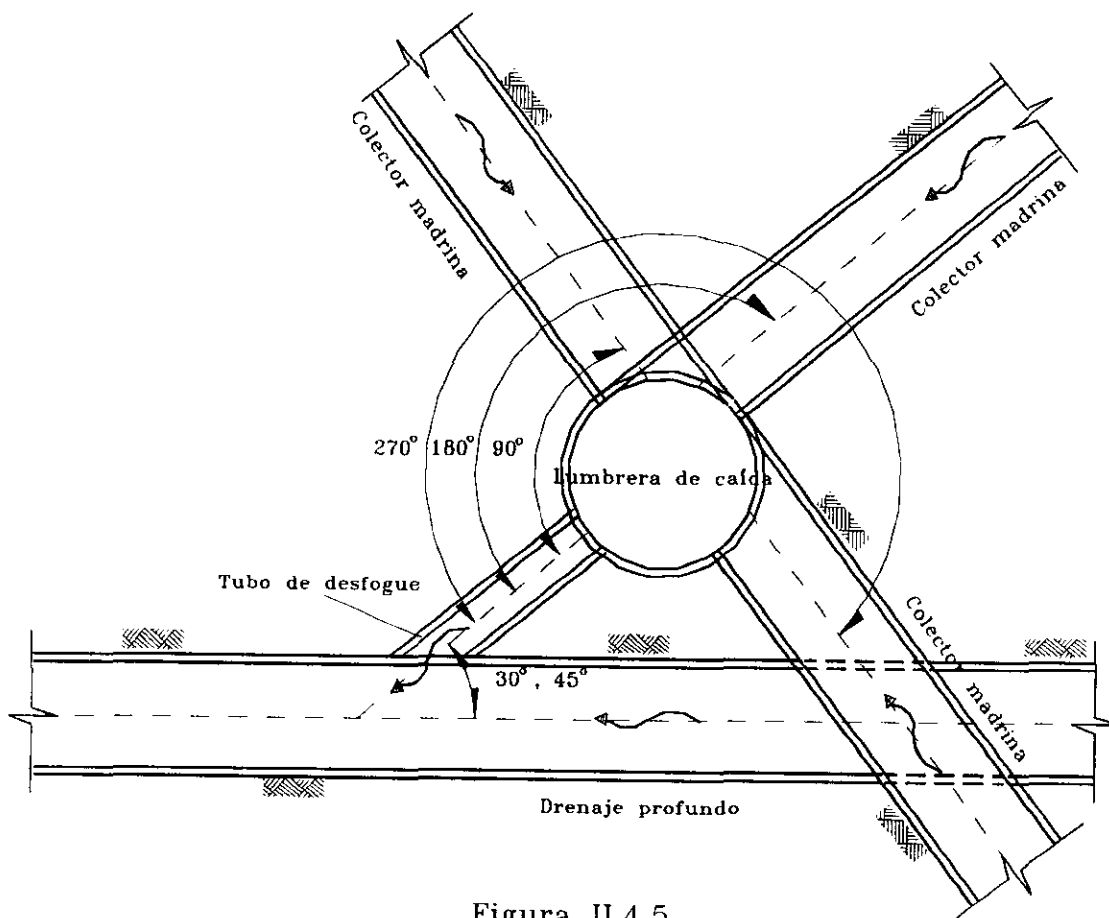


Figura II.4.5

Las combinaciones de arreglos empleados en la experimentación del modelo fueron las siguientes:

\* Con la orientación del tubo de desfogue a 30° con respecto al profundo, se ensayaron las tres diferentes posiciones del colector madrina (90, 180 y 270°). Para cada uno de estos arreglos, se probaron diferentes gastos de entrada a la lumbrera, que corresponden al 50, 100, 150, 200 y 250% del gasto de diseño, un tercer parámetro fue el túnel profundo, donde se probaron dos gastos diferentes que proporcionan la condición de tirante a medio y tubo lleno.

\* Para la orientación del tubo de desfogue a 45°, se realizaron los mismos ensayos descritos en el párrafo anterior.

De los ensayos realizados al modelo se apreció que para un ángulo de 90°, formado por el colector madrina y el tubo de desfogue tanto para la orientación de este último a 30 y 45°, se provoca mayor inestabilidad en los niveles dentro de la lumbrera, lo cual se traduce en una considerable turbulencia que puede llegar a provocar vibraciones a ésta.



Cuando el ángulo formado es de  $180^\circ$ , se presentan bajas presiones inmediatamente después de la unión de la lumbrera de caída con tubo de desfogue, las cuales en ocasiones son menores que cero. Este fenómeno se presenta básicamente cuando el túnel profundo se encuentra vacío y para cualquiera de las dos orientaciones dadas al tubo de desfogue respecto al profundo. Dicha situación no es difícil de que suceda, ya que cuando se presenta una avenida que es aliviada por una obra de captación, puede suceder que ésta no se presente en una captación localizada aguas arriba, haciendo trabajar vacío al túnel profundo, por lo que dicho arreglo no debe ser empleado.

Para un ángulo de  $270^\circ$  formado entre el colector madrina y el tubo de desfogue, se tiene una mayor estabilidad en los niveles presentados en el interior de la lumbrera, registrándose además los mayores niveles en comparación con el arreglo correspondiente a  $90^\circ$  y  $180^\circ$ . Esta situación es válida tanto para la orientación de  $30^\circ$  como la de  $45^\circ$  y tiene ventajas y desventajas, ya que beneficia a la disipación de energía al caer el agua libremente desde el colector madrina, al generar un buen colchón de agua dentro de la lumbrera y por otra parte, puede perjudicar su funcionamiento hidráulico, ya que en caso de que el nivel dentro de la lumbrera llegue a ahogar el colector madrina, se crearía un remanso hacia aguas arriba que puede causar derrames en el sistema de drenaje superficial.

Por lo anterior se concluyó que la entrada de agua a  $270^\circ$  hacia la lumbrera, es el arreglo más recomendable para realizar una descarga del drenaje superficial al profundo por medio de una estructura de caída libre y con un sólo tubo de desfogue. Aunque debe tenerse cuidado en el diseño de la captación, para que el funcionamiento de la lumbrera no se comprometa y llegue a ahogar el colector madrina cuando se descargue un gasto mayor al de diseño.

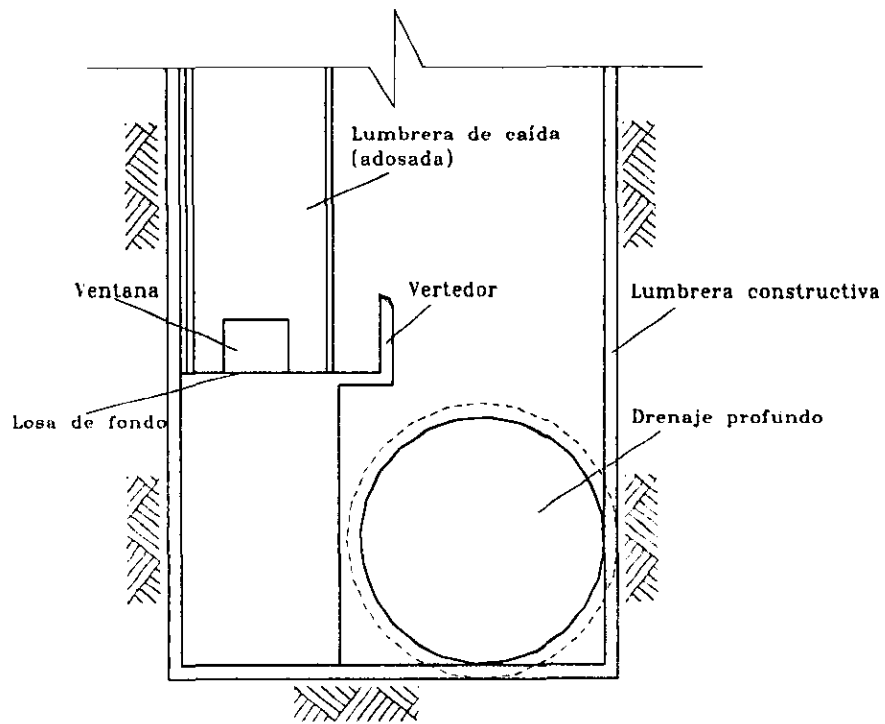
Además se recomienda emplear tubos de desfogue que tengan una orientación de  $30^\circ$  respecto al túnel profundo, ya que con este arreglo se provoca poca turbulencia en el punto de descarga del tubo de desfogue, la cual genera pérdidas de energía que disminuyen la eficiencia del drenaje profundo. También con esta orientación es menor el golpe que provoca el agua al chocar con las paredes internas del túnel profundo, en comparación con el arreglo de  $45^\circ$ .

Por otro lado entre menor sea el ángulo formado entre el tubo de desfogue y el túnel profundo, mejor es el funcionamiento hidráulico de este último, pero se tiene el inconveniente de requerir tubos de desfogue muy largos, repercutiendo en su costo y tiempo de construcción.

De acuerdo con lo explicado en los párrafos anteriores, se decidió que la captación de la Planta de Bombeo No. 3 se construirá con base en el más reciente tipo de captación de caída libre, el cual consta de un colector madrina que se liga a la lumbrera de caída en forma tangencial a la pared de ésta. Este tipo se eligió debido a que el gasto de diseño ( $3.873 \text{ m}^3/\text{s}$ ) es relativamente bajo al igual que el desnivel entre la plantilla del colector 7 y el Interceptor Oriente (11.96 m).

En lo que respecta a la Estructura Amortiguadora, ésta ha sufrido evoluciones con el fin de mejorar la disipación de energía, lo cual principalmente se consigue al formar dentro de la lumbrera de caída un colchón amortiguador de agua. En dicha evolución se han probado dispositivos que sólo han sido probados dentro del laboratorio, ya que se ha observado no tiene aplicación en la vida práctica debido a lo complicado de su construcción y a su funcionamiento. De esta manera los dos tipos principales de estructura amortiguadora consisten en un tanque amortiguador el cual tuvo gran aplicación en las primeras captaciones construidas y actualmente los tubos de desfogue (figura II.4.6.a.y b)

a) Estructura amortiguadora a base de tanque amortiguador



b) Estructura amortiguadora a base de tubo de desfogue

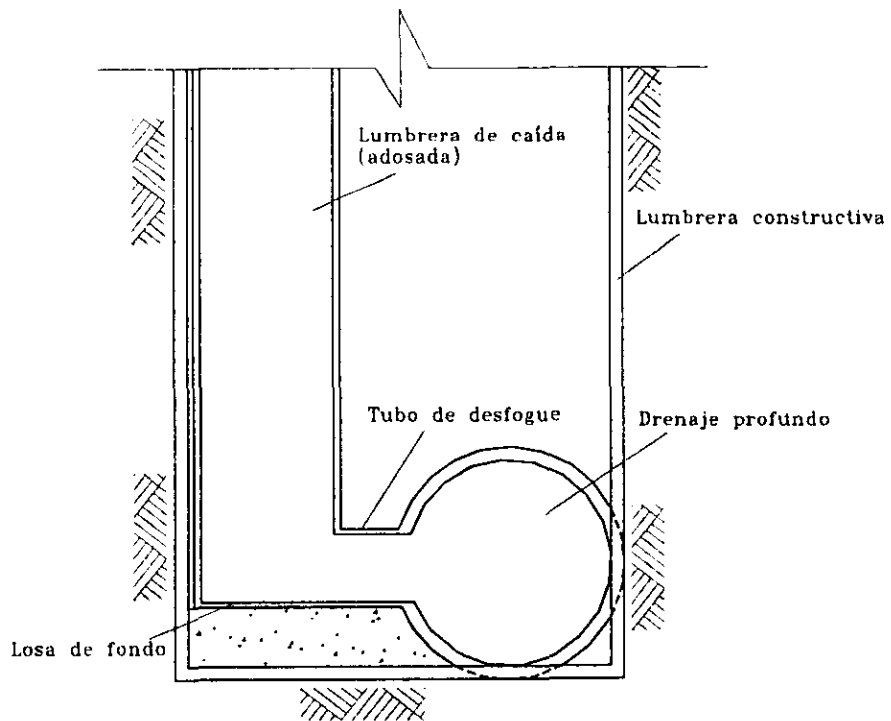


Figura II.4.6

Cabe mencionar que para que los conductos de desfogue puedan descargar las aportaciones captadas en la lumbrera de caída dirigiéndolos hacia el túnel de drenaje profundo, se debe cumplir que la condición de energía dada en éste sea menor que la proporcionada por el colchón de agua a la salida de la lumbrera de caída.

En lo que respecta a la estructura amortiguadora de la captación de la Planta de Bombeo No. 3, se decidió realizarla a base de un tubo de desfogue localizado al fondo de la lumbrera de caída, debido a las ventajas que ofrece, y que se conecte al eje del Interceptor Oriente con un ángulo de  $30^\circ$  el cual es recomendado para que el funcionamiento hidráulico sea adecuado.

### ***III.- DISEÑO HIDRÁULICO DE LA CAPTACIÓN***

#### **III.1.- Diseño Hidráulico**

Para realizar el desalojo de aguas residuales y pluviales generadas en la superficie, se requieren estructuras que permitan conducir y controlar los caudales provenientes de la red secundaria y primaria al drenaje profundo, entre las que se encuentran las cajas de derivación, colectores de alivio, cajas de control, estructuras de llegada, lumbreras adosadas, cimacios y vertedores.

#### **III.1.1- Estructuras que Integran una Captación**

Por lo general, una captación al drenaje profundo está integrada por un colector de alivio, una caja de derivación, una caja de control de operación, un canal de aproximación, una estructura de llegada, una lumbrera de caída y una estructura amortiguadora.

El diseño de estas estructuras debe considerar factores como: funcionamiento hidráulico, operación, mantenimiento, comportamiento estructural, procedimiento constructivo y costo de obra.

### **Colector de Alivio.**

El colector de alivio se denomina madrina y capta el agua de una área considerable por drenar. Dicho colector requiere de una caja derivadora, que permita desviar parte del flujo del colector primario hacia el sistema de drenaje profundo, en donde el gasto desviado depende de las características geométricas del colector y de las políticas de operación en la captación.

Se recomienda que el colector madrina sea diseñado con una pendiente de plantilla considerable, pues se ha observado que la mayoría de las obras cercanas a una lumbrera de captación están expuestas a sufrir asentamientos que modifican su funcionamiento hidráulico, y con dicha pendiente en caso de que se presente un asentamiento, éste no altere drásticamente su funcionamiento, ya que se evita de esta manera la presencia de una contrapendiente que disminuye la eficiencia de la captación.

El asentamiento presentado cerca de la lumbrera de captación se debe principalmente al peso que representa la construcción de esta estructura en sí y de las obras auxiliares que se alojan en su interior.

### **Cajas de Control de Operación**

Estas cajas tienen como objetivo graduar el paso del agua al drenaje profundo durante la época de lluvias, por lo que deben colocarse aguas arriba del ingreso a la lumbrera de captación y poseer compuertas que regulen la descarga.

Por lo general, el paso del agua al drenaje profundo se impide en época de estiaje, ya que se le da mantenimiento a éste, haciéndose necesario conducir el agua a otros sitios de disposición del Sistema General de Desagüe como son los cauces a cielo abierto y entubados principalmente.

Por tal razón, se recomienda además que esta caja se encuentre inmediatamente después de la caja derivadora, con el fin de que el colector de alivio no llegue a ser azolvado en época de estiaje, ya que en esta temporada no operan las estructuras de captación, lo cual provoca que entre las dos cajas la velocidad del agua sea casi nula, permitiendo de esta manera la depositación de sólidos en el fondo.

## Corte de una Caja de Control

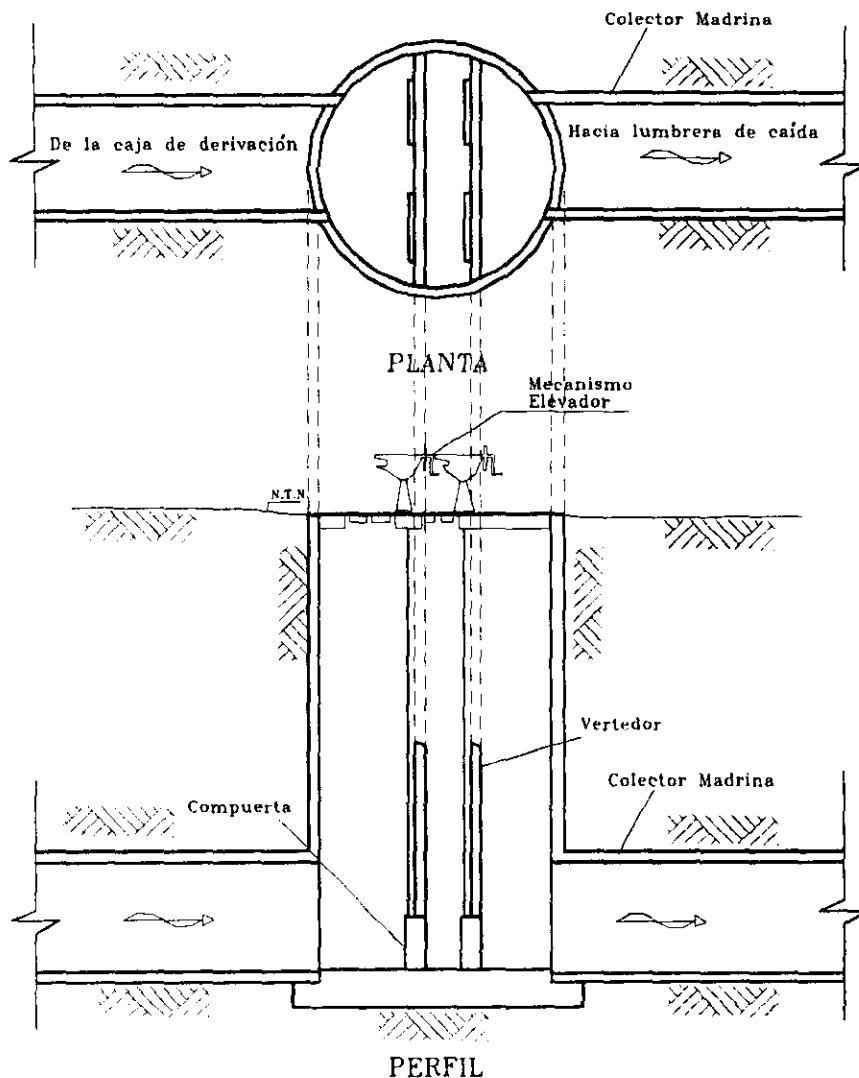


Figura III.1.1.1

### Canal de Aproximación

Es la continuación del colector madrina, y se localiza entre la caja de control y la lumbrera de caída por lo que su geometría suele ser igual o equivalente a la de este colector de alivio (madrina). La función del canal es la de concentrar el gasto a la lumbrera adosada, y en algunos casos realizar una conexión gradual entre la plantilla de dicho canal y la pared vertical de la lumbrera, por tal razón la geometría de éste por lo general sufre una transición en su parte final que va desde el ancho del colector de alivio hasta el diámetro de la lumbrera de caída. El funcionamiento hidráulico del canal demuestra que el perfil del flujo a lo largo del canal de aproximación depende del gasto, de la geometría de la transición

y de la ubicación de la caja de control, entre más alejada se encuentre la caja de control de la lumbrera de caída, el perfil del flujo variará gradualmente, mientras que para distancias cortas el perfil variará bruscamente, sin que ésto constituya un efecto peligroso. En el diseño del canal se debe tener cuidado de que cuando aumente el gasto y se presente un ahogamiento parcial de las compuertas que provoque a su vez la formación de un salto hidráulico que tiende a desplazarse hacia aguas arriba de la caja de control, éste no disminuya en gran medida la capacidad de descarga del colector de alivio (madrina).

### **Estructura de Llegada o Alimentación**

Esta estructura tiene como objetivo encauzar el agua desde el canal de aproximación hasta la lumbrera de caída y por lo general tiene dos formas principales de descarga, de las cuales se derivan otras tantas. Éstas son:

1. Descarga con Cámara en Espiral. Esta estructura debido a su forma geométrica permite que el agua se adhiera a las paredes de la lumbrera de caída, debido a la formación de un vórtice en el flujo. En el centro del vórtice hay un núcleo de aire que impide el ahogamiento de la lumbrera, por lo cual se considera que esta estructura tiene un comportamiento hidráulico eficiente, a pesar de que en la parte final del canal de aproximación se presentan tirantes mayores en comparación a una descarga en caída libre (tirante crítico), para iguales condiciones de flujo. De este tipo de descarga, se deriva la estructura de llegada a base de Ranura Vertical, la cual tiene un comportamiento semejante a ésta.
2. Descarga a base de Caída Libre. Otra opción de descarga de los colectores superficiales al drenaje profundo es mediante una caída libre con esquinas redondeadas, la cual tiene un comportamiento semejante a un canal, en el que el tirante crítico se hace presente en dicha esquina. De este tipo de estructura se deriva el de descarga directa a la lumbrera de caída mediante un cimacio circular y el de descarga tangente a la lumbrera de caída.

### **Lumbrera de Caída**

Ésta inicia donde termina el canal de aproximación y continúa hasta la clave del túnel profundo o en su caso hasta la plantilla de la lumbrera constructiva. La lumbrera se compone de un cilindro vertical, que por lo general se adosa (apoya) en la lumbrera constructiva, permitiendo transportar el agua hasta el túnel profundo. Estas lumbreras tienen como función el disipar la energía del agua, evitando grandes riesgos de daños a las estructuras que se encuentran aguas abajo.

Cuando cuenta con un tanque amortiguador el fondo de la lumbrera se encuentra a la altura de la clave del túnel, de la cual vierte el agua al túnel profundo, mientras que cuando cuenta con conductos horizontales para realizar las descargas al drenaje profundo, se ubica a aproximadamente la mitad del diámetro del túnel profundo. Los daños generados a las estructuras localizadas aguas abajo pueden ser provocados por el impacto de agua al caer libremente a gran velocidad y por el arrastre de aire al interior del flujo hacia aguas abajo, ya que el aire arrastrado puede llegar a someterse a grandes presiones y volverse explosivo al ser liberado bruscamente en zonas de baja presión.

## Estructura Amortiguadora

La estructura amortiguadora tiene el objetivo de reducir el impacto que genera el agua al caer libremente sobre la losa de fondo de la lumbrera de caída, lo cual se logra formando un colchón de agua en el interior de ésta que permite amortiguar el impacto y disipar la energía con la que llega el agua al fondo de ésta. Esta estructura se encuentra en la parte baja de la lumbrera de caída y puede emplearse un tanque amortiguador o conductos cortos horizontales que permitan realizar la descarga a los túneles profundos.

El tanque amortiguador, generalmente cuenta con una losa de fondo, dos orificios rectangulares en la parte baja de la lumbrera y un vertedor que descarga el agua al drenaje profundo. En caso de emplear tanque amortiguador, el colchón requerido para disipar la energía al agua que cae desde el canal de aproximación se forma con ayuda del vertedor, mientras que los orificios rectangulares ubicados en el extremo inferior de la lumbrera tienen la función de generar altas velocidades de salida del agua con el fin de provocar turbulencias que impidan la acumulación de azolve dentro del tanque amortiguador.

### Tanque Amortiguador

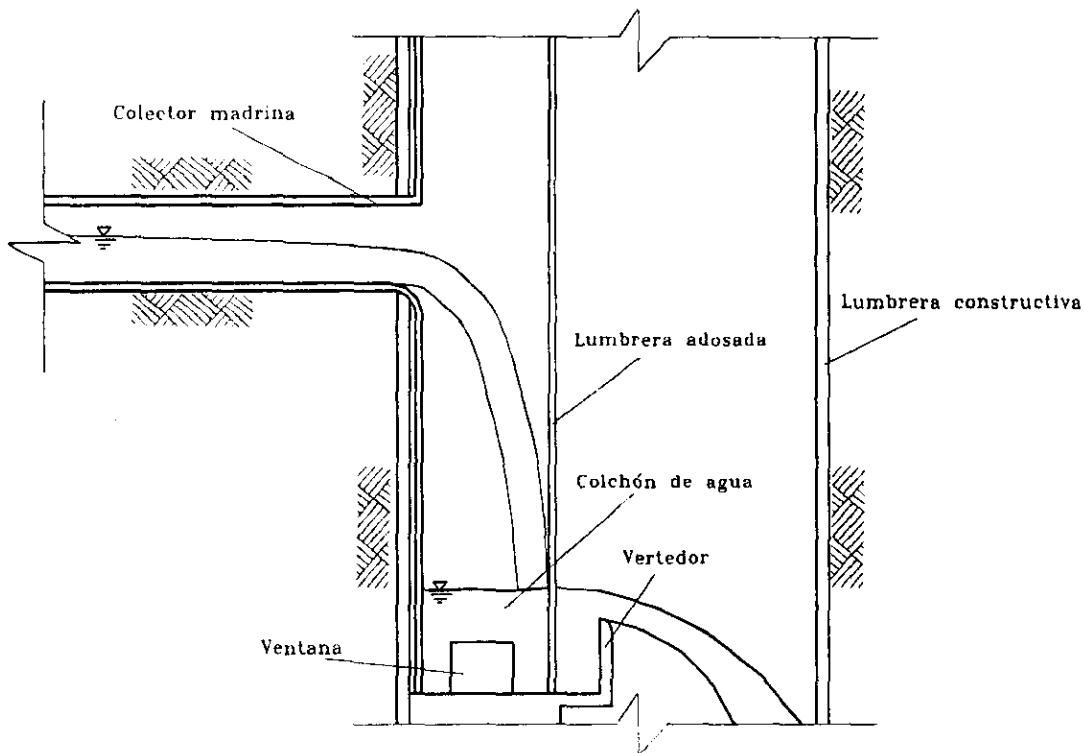


Figura III.1.1.2



El otro tipo de estructura amortiguadora que resulta ser más sencilla y de mejor funcionamiento hidráulico, es la de conductos horizontales cortos (denominados tubos de desfogue) que se localizan en la parte baja de la lumbrera de caída y encauzan el agua hacia el interior del túnel profundo. Cuando se emplean conductos cortos de descarga, el colchón formado depende de las dimensiones de éstos, cumpliéndose que a menor dimensión del conducto, mayor colchón y mayor velocidad de salida del agua por éste y viceversa.

### Conductos de Desfogue

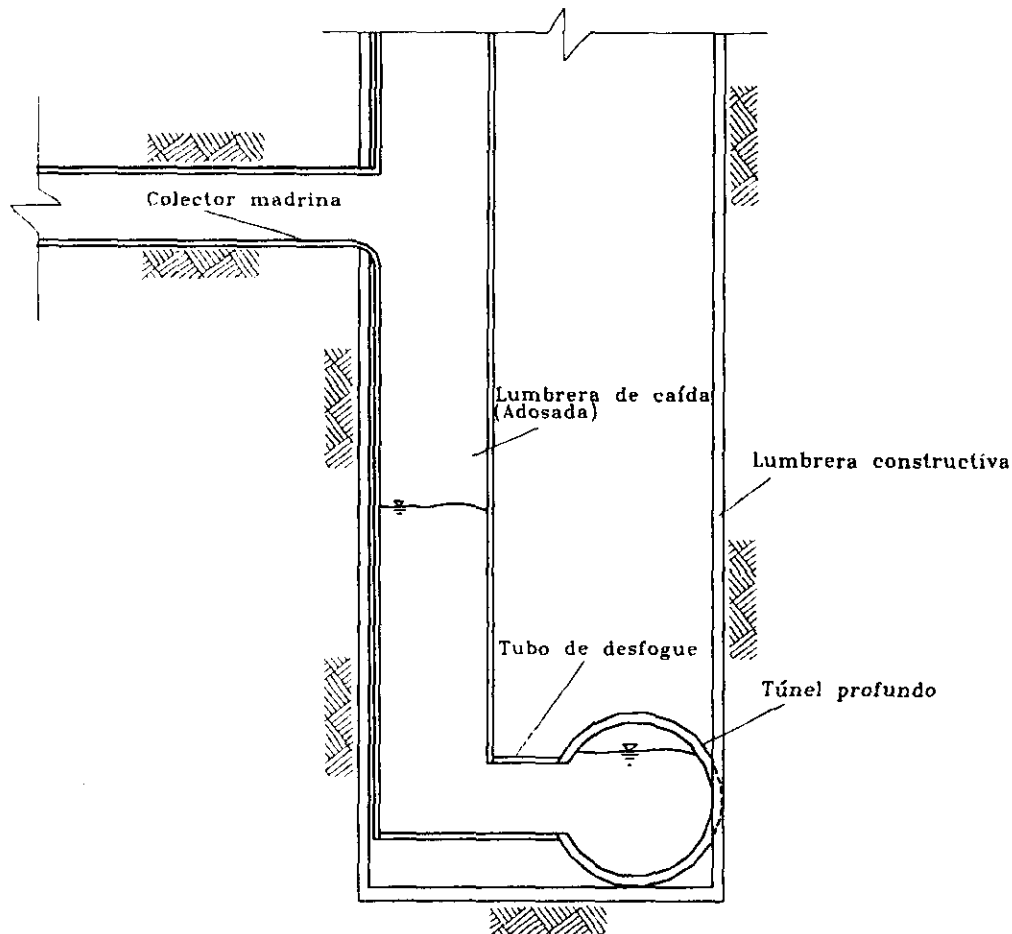


Figura III.1.1.3

### Ventilación

Dentro del diseño de las estructuras de captación, la ventilación es un factor de gran importancia, ya que tiene por objeto evitar la acumulación de gases que son producto del azolve y la turbulencia provocada por la caída libre del agua residual mezclada con la pluvial, lo cual propicia la producción de sulfuro de hidrógeno (ácido sulfhídrico) que es un gas muy tóxico que destruye los conductos de concreto y aumenta el mal olor de las aguas negras, además de ser éste bastante explosivo. Por tal

razón deben construirse chimeneas de aireación que se localicen sobre la losa tapa de la lumbrera constructiva. Adicionalmente se recomienda que las tapas de las lumbreras no cierren herméticamente, para que sirvan de alivio adicional a las chimeneas.

### III.1.2.- Variables de Diseño

Para el diseño de una estructura de captación al Sistema de Drenaje Profundo, deben determinarse ciertas variables que intervienen en el comportamiento del flujo entre las que se encuentran:

- Gasto
- Velocidad del agua en el canal de aproximación
- Elevación del terreno natural
- Altura de caída del agua
- Distancia y pendiente entre la caja de derivación y la caja de control
- Distancia y pendiente entre la caja de control y la lumbrera de caída
- Elevación de plantilla y diámetro del túnel profundo

En el diseño de una captación la variable de mayor importancia es el gasto de diseño, ya que en caso de que éste llegue a ser superado, aumentará la posibilidad de riesgo de daños, por lo cual se requiere que éste sea lo más confiable posible.

Adicionalmente al gasto de diseño se unen las condiciones geométricas, ya que de ambos depende el diámetro de la lumbrera adosada, el empleo de uno o dos tubos de desfogue, el grado de ahogamiento y la presión en el fondo de la lumbrera.

El diámetro interior de la lumbrera constructiva juega un papel importante ya que dentro de ésta se adosara la lumbrera de caída y la estructura amortiguadora. Para conocer algunas de las variables debe realizarse un dimensionamiento preliminar de algunas de las estructuras, para posteriormente realizar el diseño definitivo de éstas.

Para llevar a cabo un buen diseño de las estructuras de conexión, se requiere conocer qué gastos se descargarán a éstas, por lo que deben realizarse simulaciones del funcionamiento hidráulico de la red de drenaje por captar, para lo cual existen programas de computadora que transitan avenidas por los

sistemas de colectores (TUAVE), requiriendo como datos para la ejecución del programa tanto la información geométrica de la red como los hidrogramas de descarga a cada colector.

Para la elaboración de estos hidrogramas existen manuales elaborados por la DGCOH, en los que se recomienda el uso de hidrogramas para un período de retorno (Tr) de 10 años, con lo cual se garantiza que el sistema de colectores trabaje a su máxima capacidad.

### **III.1.3.- Criterios de Diseño**

El diseño hidráulico de las estructuras de captación debe considerar aspectos de operación, comportamiento estructural, procedimiento constructivo y costo de las obras, además debe ajustarse tanto a restricciones de espacio como a los recursos con que se disponga.

En toda captación debe revisarse que el grado de ahogamiento al que estará sometida la lumbrera de caída en condiciones de operación con el gasto máximo de diseño, no sobrepase el nivel de plantilla del canal de aproximación, ya que éste puede provocar que disminuya la eficiencia general del sistema de drenaje captado, pues los niveles de agua presentados en la intersección del canal de aproximación con la lumbrera de caída influyen en los gradientes hidráulicos de los colectores superficiales aguas arriba.

### **Cajas de Control**

La caja de control es una estructura que por lo general consta de dos pares de compuertas deslizantes con su respectivo equipo de izaje, éstas se ubican perpendicularmente al flujo y se colocan en paralelo apoyándose en un par de muros que no llegan al techo de la caja y que en su extremo superior están redondeados, ya que a la vez sirven como vertedores de excedencias.

Como el drenaje profundo no opera en época de estiaje, las compuertas de las cajas de control permanecen cerradas, sin embargo existe la posibilidad de que se presente una tormenta en esta época, por lo que se requiere contar con un vertedor que descargue el exceso de agua al drenaje profundo aún cuando las compuertas estén cerradas, por tal razón la cresta deberá ubicarse a un nivel superior al de las aguas residuales transportadas en época de estiaje.

Para determinar la longitud de la cresta del vertedor, se debe garantizar que ésta permita desalojar una tercera parte del gasto de diseño de la captación y que la elevación de la carga hidráulica sobre la cresta no supere el nivel del terreno. Debido a que la altura del vertedor está limitada por la elevación del terreno natural, puede requerirse incrementar el ancho del vertedor y a su vez la caja de control para descargar el gasto considerado.

Como la cresta del vertedor se diseña con base en un porcentaje del gasto de diseño de la captación, se recomienda que los 30 cm superiores del muro vertedor se construyan con hiladas de tabique, para que de esta manera se puedan hacer ajustes en la altura de la cresta (ver figura I.1.3.1).

La cota mínima del vertedor es aquella que se obtiene de calcular el perfil hidráulico para el gasto de aguas residuales que maneja el colector por aliviar, partiendo de una sección de control (ver subcapítulo III.1.4) ubicada en el trayecto del colector por aliviar, hasta llegar a la caja de control, ya que durante la temporada de estiaje el flujo seguirá el trayecto que tenía hasta antes de construir la captación.

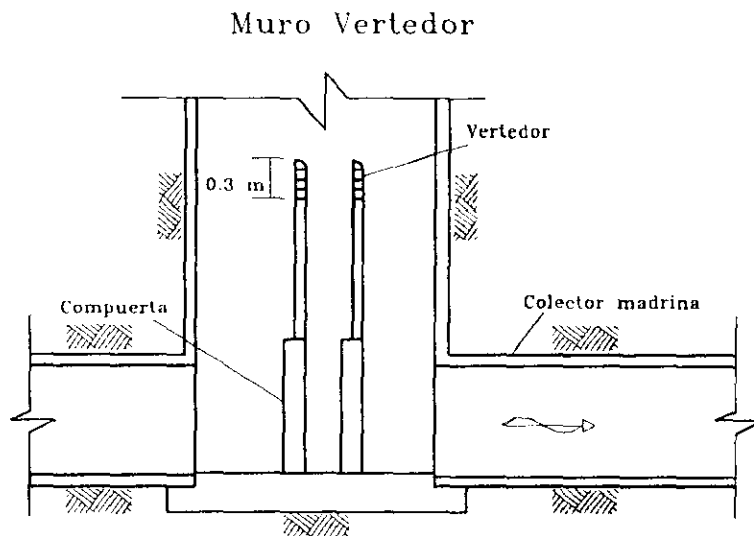


Figura III.1.3.1

Para corroborar que la elevación de la cresta del muro vertedor es correcta, se obtiene la carga hidráulica sobre éste con la siguiente ecuación:

$$H = \left[ \frac{Q}{C_d L} \right]^{2/3}$$

donde:

- Q     1/3  $Q_{dis}$  ( $m^3/s$ )
- L     longitud de cresta (m)
- $C_d$    coeficiente de descarga, que puede tomarse como 1.75 ( $m^{1/2}/s$ ), según manuales de diseño de cajas de control

Si:

Elevación de la cresta + Carga sobre el vertedor (H) < Elevación del terreno, el diseño es correcto, en caso contrario se debe aumentar la longitud de cresta.

El uso de dos pares de compuertas tiene la base de que en un principio las cajas de control sólo eran dotadas de un par de éstas y de una preparación para colocar agujas metálicas localizadas aguas arriba, para de esta manera aislar el flujo y dar mantenimiento a las compuertas, haciendo el manejo complicado.

Con el uso de dos pares de compuertas, en caso de querer aislar el flujo se cierran las de aguas arriba, que por lo general durante la operación de la caja de control no están en funcionamiento ya que se encuentran completamente abiertas, y no requieren tanto mantenimiento como las de aguas abajo.

Cabe aclarar que en época de lluvias las compuertas aguas arriba permanecen totalmente abiertas, por lo que las de aguas abajo son las que llevan a cabo el control de las descargas. En caso de que las compuertas aguas abajo estén descompuestas, se abren completamente y se pasa el control de las descargas a las de aguas arriba.

En el diseño geométrico de las compuertas deben ser considerados el gasto y la velocidad de proyecto, por lo general el área hidráulica de éstas se iguala al área del colector de alivio con el fin de que sean capaces de descargar el mismo gasto, aunque se recomienda que el área de éstas sea mayor entre un 10 y un 20%, con el objeto de considerar pérdidas de energía dentro de la caja de control, las cuales pueden deberse a transiciones de geometría, a cambios dirección y ampliaciones que pudiera tener dicha caja.

Si el área de las compuertas fuera menor al del colector de alivio, el funcionamiento de la red superficial de drenaje se vería afectado, ya que el agua llegaría por arriba de la cresta del muro vertedor de la caja de control, llegando a causar derrames en dicha red.

Para el proyecto se recomienda el empleo de compuertas de tamaño comercial con un ancho máximo de 2.0 m, pues tamaños mayores requerirán compuertas especiales, lo cual repercute tanto en el costo, como en la operación.

La relación de compuertas comerciales se presenta en la Tabla III.1.3.1, en la cual se presenta sus dimensiones, cargas hidráulicas máximas de trabajo y peso.

Además debe cuidarse en el diseño que la velocidad media del flujo al pasar por las compuertas no supere los 7.0 m/s cuando la caja de control se haya construido con concretos de una resistencia a la compresión simple  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , reduciendo la velocidad para concretos menos resistentes, evitando así velocidades que erosionen la losa de fondo de dicha caja que puedan llegar a provocar problemas de funcionamiento en dicha estructura.

Las compuertas deben ser diseñadas para el mismo gasto con el que se diseñaron las estructuras aguas abajo a éstas, y en su diseño debe cuidarse que las compuertas no tomen mucha carga, ya que se pierde eficiencia en el sistema de drenaje, debido al remanso generado aguas arriba de la caja de control, pero en casos inevitables debe revisarse que el nivel aguas arriba a éstas no sea superior al nivel de la calle y no reduzca la capacidad del colector madrina, evitando de esta manera problemas de encharcamientos en las zonas aledañas a la localización de la caja.

**Tabla III.1.3.1.- Características de compuertas deslizantes comerciales**

<b>Dimensión (bxh) (m)</b>	<b>Area (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga máxima de trabajo (m)</b>	<b>Peso (kg)</b>
0.61 x 0.61	0.372	4.6	122.0
0.61 x 0.61	0.372	15.4	124.0
0.61 x 0.91	0.557	4.6	161.7
0.61 x 0.91	0.557	15.4	165.4
0.76 x 0.61	0.463	10.0	216.0
0.76 x 0.76	0.577	9.2	255.0
0.76 x 0.76	0.577	4.6	170.0
0.76 x 0.76	0.577	15.4	187.0
0.91 x 0.61	0.558	4.6	191.2
0.91 x 0.61	0.558	15.4	205.2
0.91 x 0.91	0.837	4.6	255.0
0.91 x 0.91	0.837	15.4	282.0
0.91 x 1.22	1.116	4.6	308.0
0.91 x 1.22	1.116	15.4	366.0
1.07 x 1.07	1.138	4.6	333.0
1.07 x 1.07	1.138	15.4	385.0
1.22 x 0.92	1.122	4.6	418.0
1.22 x 0.92	1.122	15.4	476.0
1.22 x 1.22	1.488	4.6	533.0
1.22 x 1.22	1.488	15.4	578.0
1.22 x 1.52	1.860	4.6	639.0
1.22 x 1.52	1.860	15.4	738.0
1.52 x 1.22	1.860	4.6	684.0
1.52 x 1.22	1.860	15.4	783.0
1.52 x 1.52	2.310	4.6	827.0
1.52 x 1.52	2.310	15.4	956.0
1.52 x 1.83	2.790	4.6	1058.0
1.52 x 1.83	2.790	15.4	1132.0
1.83 x 1.83	3.348	4.6	1305.0
1.83 x 1.83	3.348	15.4	1451.0
2.00 x 2.00	4.000	15.4	1514.0

*Fuente: Manual de diseño Hidráulico de cajas de control de planta circular, DGCOH*

Las distintas condiciones en las que puede operar una caja de control son las siguientes:

1.) Compuertas trabajando sin carga, en las cuales se tiene un funcionamiento a superficie libre (ver figura III.1.3.2), y para calcular el tirante aguas arriba de las compuertas deben determinarse las pérdidas provocadas por el paso del flujo a través de éstas con la siguiente expresión:

$$h_c = k_c \frac{Q^2}{2g A_c^3}$$

donde:

- $h_c$  pérdida por el paso del flujo a través de las compuertas (m)
- $Q$  gasto de diseño ( $m^3/s$ )
- $k_c$  coeficiente de pérdida por compuerta (puede considerarse igual a 0.5, según manuales de diseño de cajas de control)
- $A_c$  área hidráulica de en la caja de control aguas abajo de la compuerta, la cual se determina por incrementos finitos ( $m^2$ )
- $g$  aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

#### Compuerta sin Carga y Funcionamiento a Superficie Libre

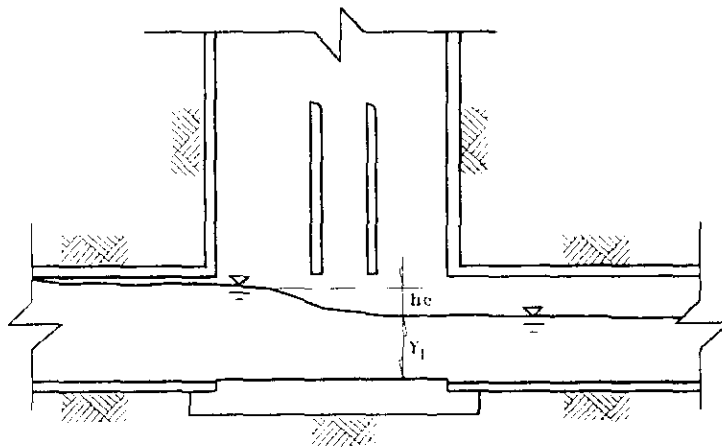


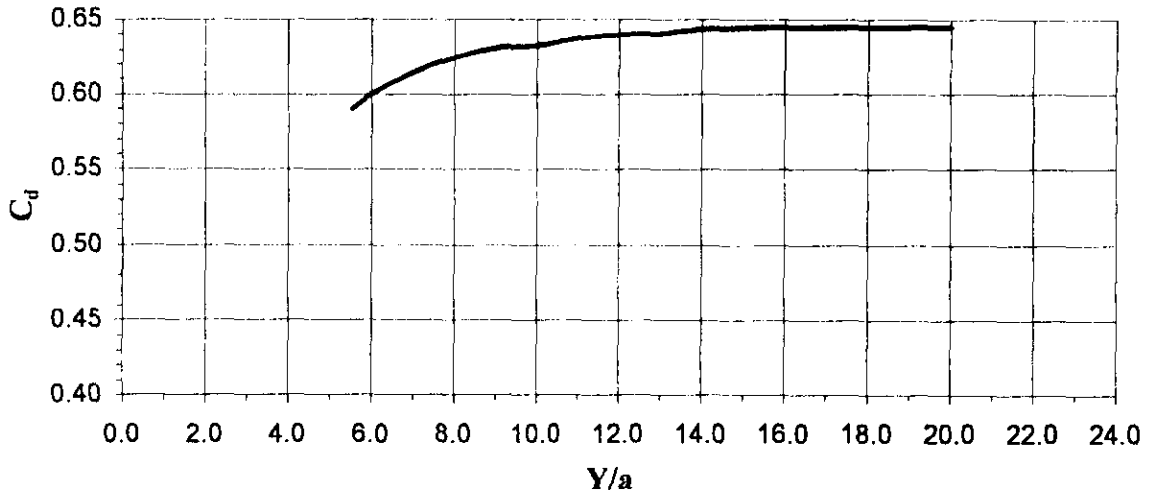
Figura III.1.3.2

2.) Compuertas trabajando con carga y descargando en forma libre o ahogada:

2.a) Trabajando con carga y descarga libre (figura III.1.3.5). Para este caso el tirante aguas arriba de las compuertas puede calcularse con la siguiente expresión:

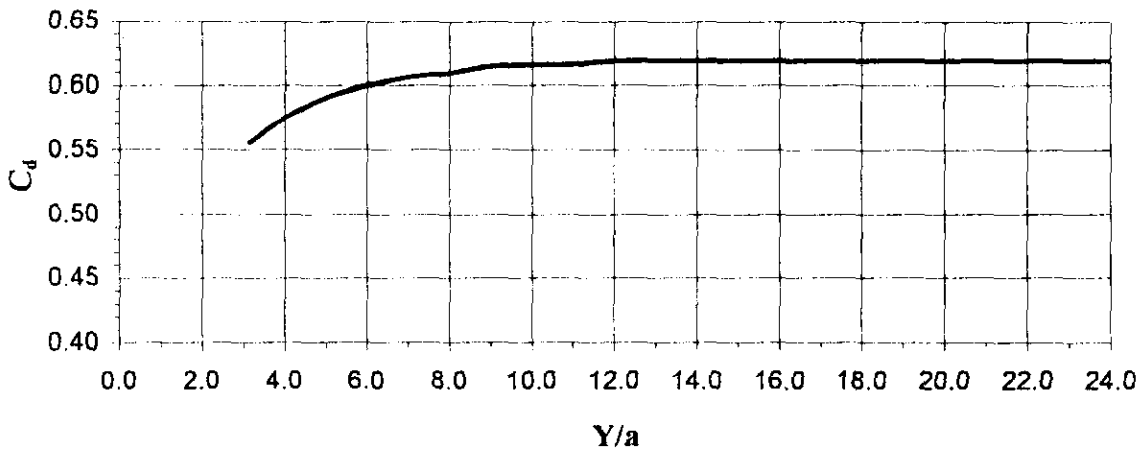
$$Y = \frac{1}{2g} \left[ \frac{Q}{C_d ab} \right]^2$$

**Figura III.1.3.3.- Gráfica de obtención del coeficiente de descarga ( $C_d$ ), para dos compuertas con descarga libre**



*Fuente: Manual de diseño hidráulico de cajas de control de planta circular, DGCOH. 1989*

**Figura III.1.3.4.- Gráfica de obtención del coeficiente de descarga ( $C_d$ ), para una compuerta localizada al centro de la caja y trabajando a descarga libre**



*Fuente: Manual de diseño hidráulico de cajas de control de planta circular, DGCOH. 1989*



donde:

- Y tirante aguas arriba de la compuerta (m)
- a abertura de la compuerta (m)
- b ancho de compuerta (m)
- $C_d$  coeficiente de descarga, que puede determinarse mediante gráficas experimentales (figuras III.1.3.3 y III.1.3.4)

### Compuerta con Carga y Descarga Libre

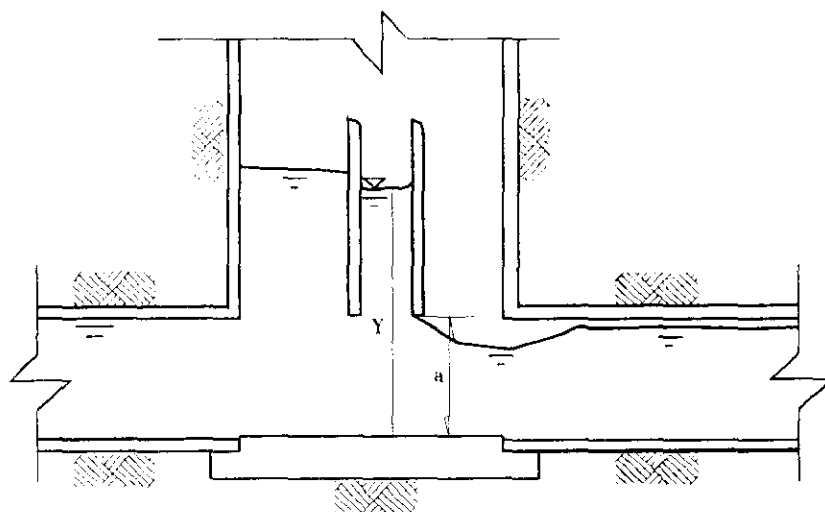


Figura III.1.3.5

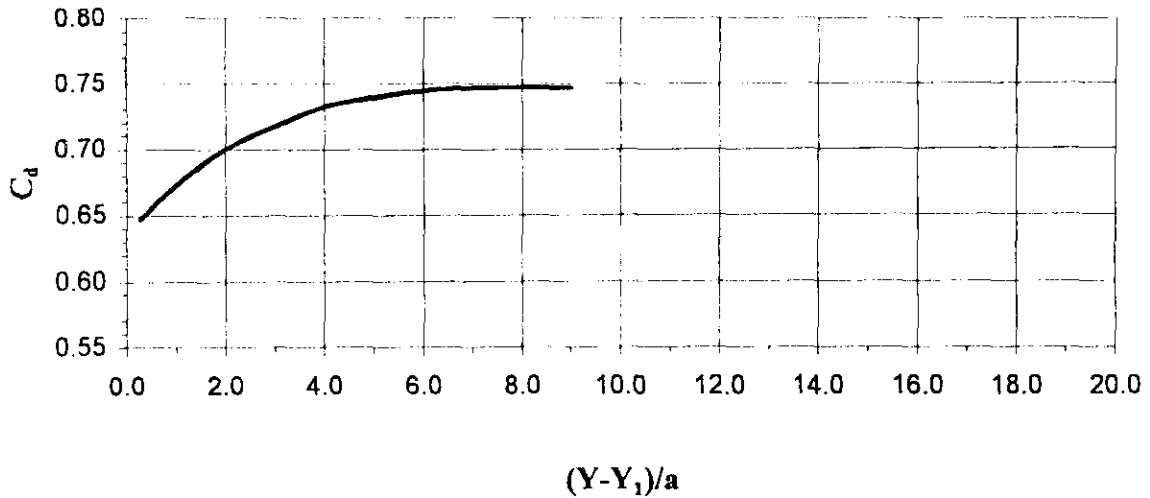
2.b) trabajando con carga y descarga ahogada (figura III.1.3.8). Para este caso el tirante aguas arriba puede calcularse con la siguiente expresión:

$$Y = Y_1 + \frac{1}{2g} \left[ \frac{Q}{C_d a b} \right]^2$$

donde:

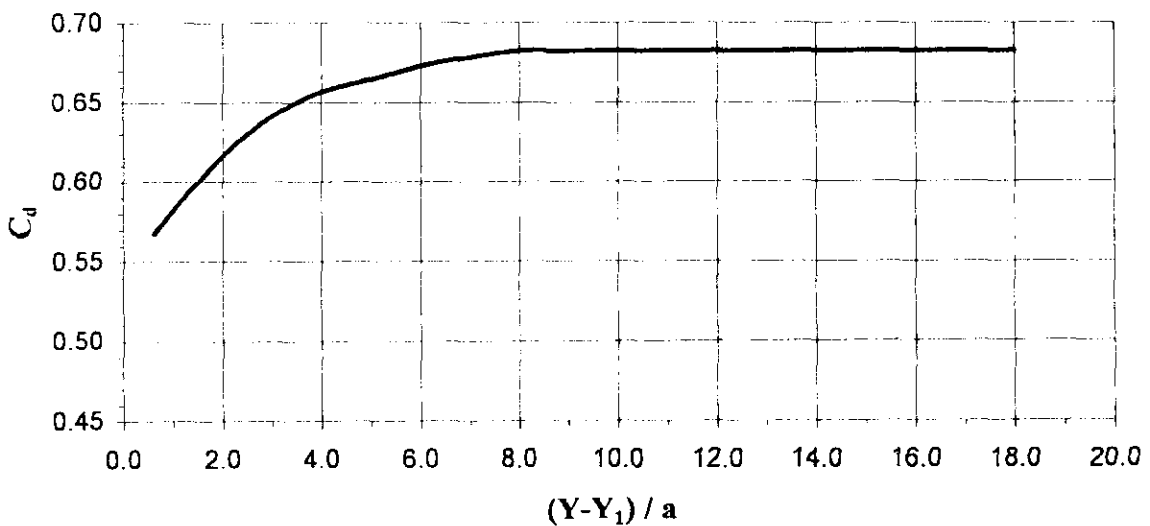
- Y tirante aguas arriba de la compuerta (m)
- $Y_1$  tirante aguas abajo de la compuerta (m)
- $C_d$  coeficiente de descarga determinado mediante gráficas experimentales (figuras III.1.3.6 y III.1.3.7)

**Figura III.1.3.6.- Gráfica de obtención del coeficiente de descarga ( $C_d$ ), para dos compuertas con descarga ahogada**



*Fuente: Manual de diseño hidráulico de cajas de control de planta circular, DGCOH 1989*

**Figura III.1.3.7 Gráfica de obtención del coeficiente de descarga ( $C_d$ ), para una compuerta localizada al centro de la caja y trabajando con descarga ahogada**



*Fuente: Manual de diseño hidráulico de cajas de control de planta circular, DGCOH 1989*

## Compuerta con Carga y descarga Ahogada

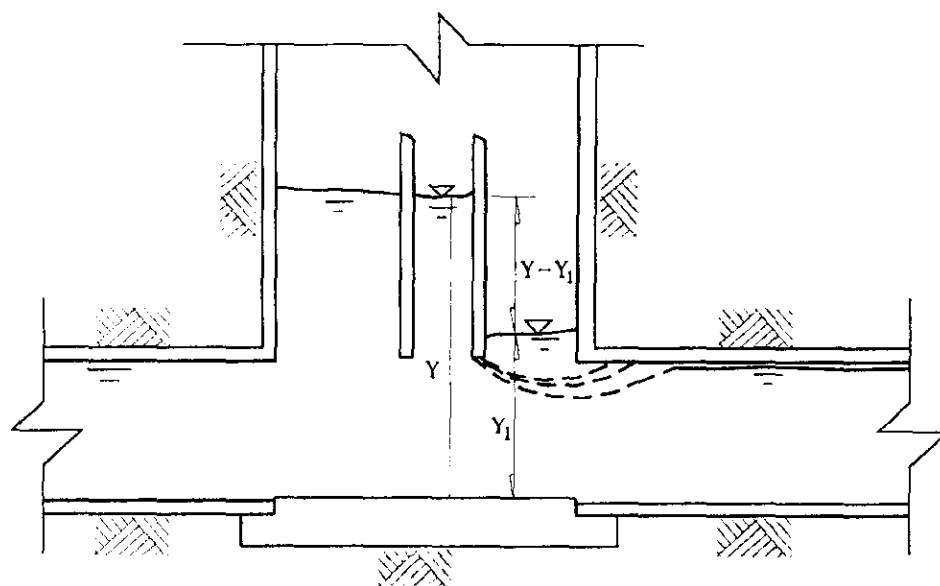


Figura III.1.3.8

La ubicación de las cajas de control será condicionada al espacio disponible entre la lumbrera de caída y la caja de derivación, la cual liga al colector de drenaje superficial por aliviar con el colector madrina. También dicha ubicación será restringida por aspectos constructivos y de operación, y en un menor grado por las variables hidráulicas involucradas, por tal razón se recomienda que la localización de la caja de control se designe una vez que ya se definió el trazo del colector madrina.

Se recomienda que la estructura de llegada, así como la caja de control sean ubicadas lo más cercano posible a la caja de derivación, con el fin de reducir dimensiones de las obras por construir, abaratando costos. Además se recomienda que las cajas de control se construyan en el sistema de drenaje superficial, ya que si se construyeran en colectores semiprofundos se quedaría estancada en ellas agua residual durante la época de estiaje y adicionalmente su costo de construcción sería mayor.

De la experiencia, se ha observado que la mayoría de las estructuras que se encuentran cerca a una lumbrera constructiva sufren asentamientos a través del tiempo, razón por la cual se recomienda que la caja de control se construya dentro de esta lumbrera, para que las estructuras sufran el mismo asentamiento y no se presenten problemas comunes de contrapendiente en el canal que liga dicha caja con la lumbrera de caída (canal de aproximación), los cuales reducen la eficiencia de descarga de la captación. Otra posible solución a este problema que se ha tomado es la de dar una pendiente considerable al canal.

Como ya se explicó, las cajas de control regulan los ingresos al drenaje profundo, por lo que se recomienda contar con curvas tirante - gasto para estas cajas, con las cuales se obtengan de manera

directa los caudales de agua aportados con base en el tirante presentado en la caja, y de esta manera llevar a cabo una mejor operación del sistema de drenaje.

Para obtener el tirante en la caja pueden utilizarse limnigrafos o reglas graduadas principalmente y la lectura puede realizarse en un tanque tranquilizador que puede ubicarse al lado de las compuertas (ver figura III.1.3.9).

### Ubicación del Tanque Tranquilizador

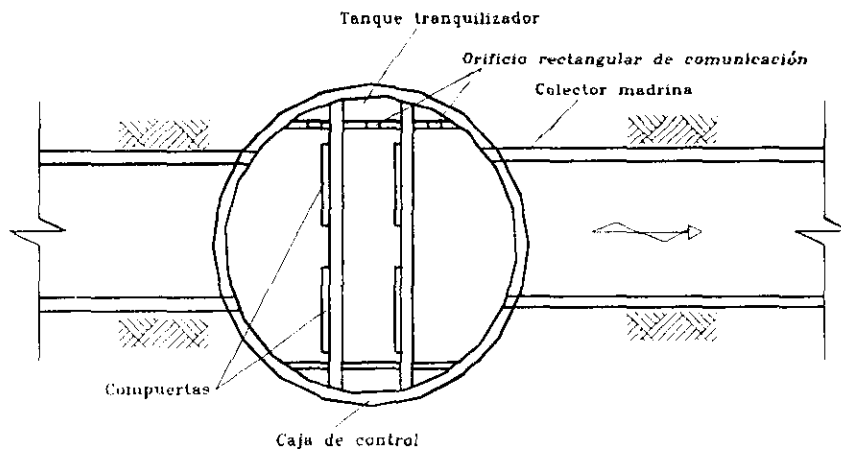


Figura III.1.3.9

Como estas cajas son por lo general de forma cilíndrica, el análisis del comportamiento del flujo se aleja de los criterios convencionales de cálculo, haciéndose necesario el uso de modelos que permitan reproducir el comportamiento de las estructuras reales y de esta manera obtener las curvas tirantes – gastos.

Los factores que determinan la selección de la geometría de estas estructuras dependen de la compresibilidad del suelo y del procedimiento constructivo a emplear.

Con base en la experiencia obtenida en la construcción de este tipo de estructuras, se ha empleado sección circular en zonas donde el suelo es blando y para profundidades mayores a 7.0 m, ya que esta geometría facilita su construcción y resulta económica, pues pueden emplearse dovelas que se utilizan en la construcción del drenaje profundo. Mientras que las cajas de sección rectangular se emplean en zonas donde el suelo es poco deformable y de poca profundidad.

Por lo anterior en algunos casos es necesario realizar un estudio técnico - económico para la selección de la geometría más conveniente.

## Dimensiones de las Cajas de Control según su Geometría

El diámetro o el ancho de la caja de control según sea el caso (geometría circular o rectangular respectivamente), debe ser el necesario para albergar el número de compuertas seleccionado y su respectivo equipo de izaje:

Si se van a colocar varias compuertas de las mismas dimensiones, su diámetro o ancho necesario se puede determinar con la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} D &= (N - 1)S_c + N \times b + 2(S_p + \Delta D) && \text{Circular} \\ B &= (N - 1)S_c + N \times b + 2S_p && \text{Rectangular} \end{aligned}$$

donde:

- D diámetro de la caja circular (m)
- B ancho de la caja (m)
- $S_c$  separación entre paños de compuertas, se recomienda  $S_c \geq 0.6$  (m)
- N número de compuertas
- b ancho de la compuerta (m)
- $S_p$  separación del paño de la compuerta al paño de la caja, se recomienda  $S_p \geq 0.6$  (m)
- $\Delta D$  distancia que es función de  $S_m$  (m)
- $S_m$  separación del muro donde se alojan las compuertas al centro de la caja de Control, por lo general  $S_m = 0.75$  (m)

$$\Delta D = r - [r^2 - S_m^2]^{1/2}$$

- r radio de la caja (m)

En caso de emplear sección circular, su diámetro se debe ajustar al inmediato superior que corresponda al de las dovelas utilizadas en la construcción del drenaje profundo.

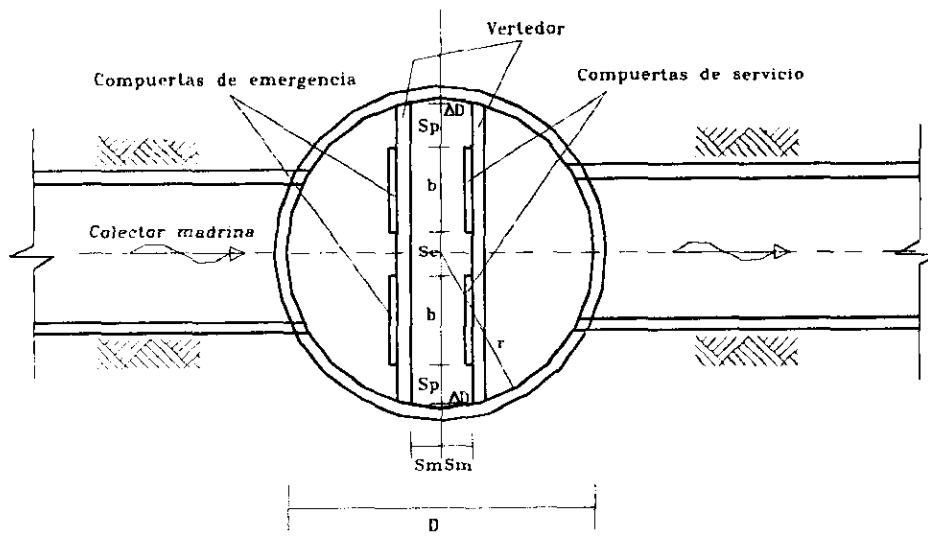
En la figura III.1.3.10 se muestra gráficamente el significado de cada una de las variables anteriores.

## Colector de Alimentación

En las captaciones al drenaje profundo, se emplean colectores de alimentación denominados "madrinas", los cuales reciben el agua de varias aportaciones del sistema de drenaje superficial de la zona donde se ubican. Su dimensionamiento depende del nivel que alcance el agua en la descarga a la lumbrera de caída, lo cual es función del gasto de diseño y del tipo de descarga a emplear.

Se recomienda que el diámetro del colector madrina sea del mismo ancho que el canal de aproximación.

### Caja de Control de Sección Circular



### Caja de Control de Sección Rectangular

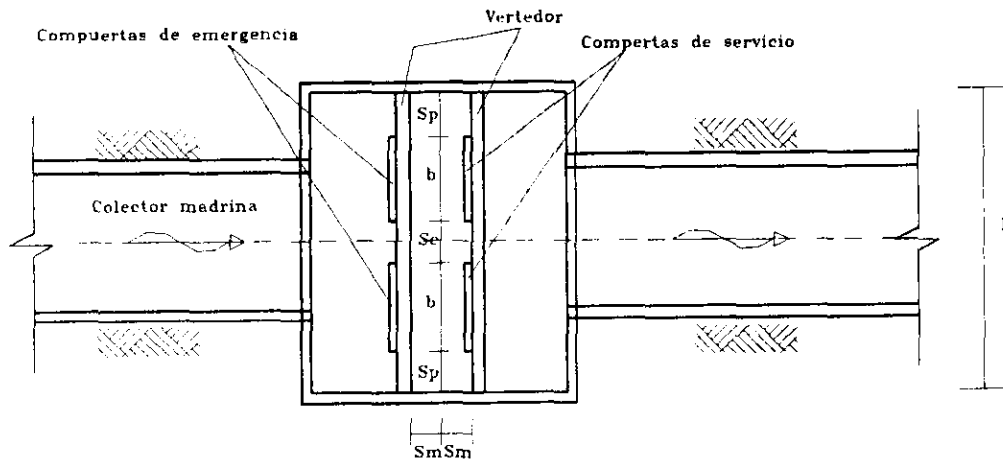


Figura III.1.3.10

## Dimensiones de las Cajas Derivadoras

El diseño de estas cajas que desvían parte del agua hacia la caja de control de la captación mediante un colector madrina, queda cubierto por las siguientes expresiones:

Ancho de la caja:

La longitud de la pared de la caja que es perpendicular al eje del colector por aliviar esta dada por:

$$L_a = D_c + 2S$$

donde:

- $D_c$     diámetro del colector por aliviar (m)
- $S$       separación del paño del colector al paño interior de la caja, se recomienda que  $S \geq 0.6$  (m).

Mientras que la longitud paralela al eje del colector de alivio se determina con:

$$L_b \geq 1.4V_c [D_c / g]^{1/2}$$

donde:

- $L_b$     Distancia máxima del chorro (m)
- $V_c$     velocidad crítica en el colector de llegada (m/s)
- $D_c$     diámetro del colector de alivio (m)
- $g$       aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

Además por especificaciones la plantilla de la caja derivadora se ubicará a un nivel tal que permita una caída con respecto a la plantilla del colector de alivio de un medio de su diámetro, esto es  $\Delta H = 0.5 D_c$  (ver figura III.1.3.11).

## Canal de Aproximación

La geometría y longitud de este canal se sujeta a la forma de llegada del colector madrina y a la posición y diámetro de la lumbrera adosada.

Se recomienda que la longitud de éste sea lo mayor posible, para que de esta manera el perfil del flujo varíe gradualmente sin despegarse de su plantilla, aunque cabe mencionar que si la longitud es corta los problemas que se presentan no tienen grandes repercusiones.

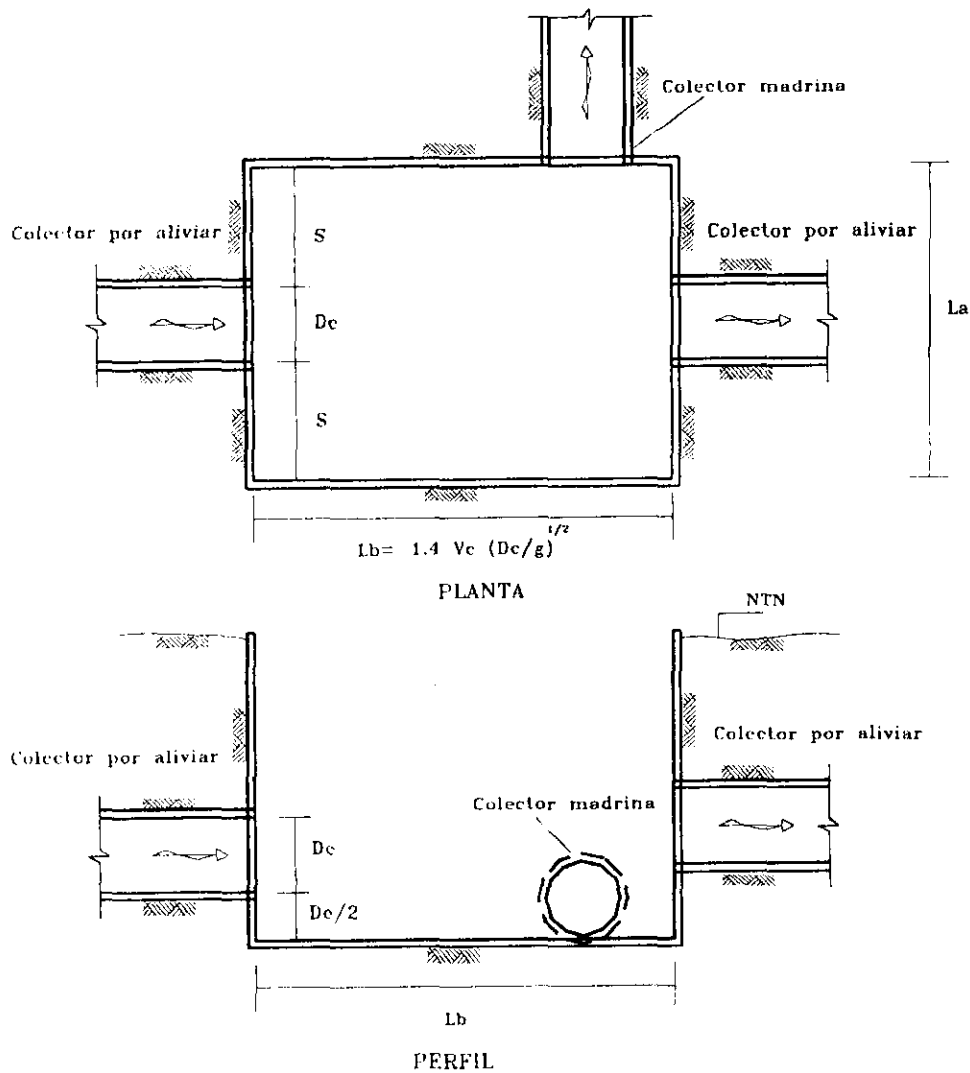


Figura III.1.3.11

### Estructura de llegada

Esta consiste en la forma en cómo se va hacer ingresar el agua hacia la lumbrera de caída.

### A base de Cámara en Espiral

Para realizar el diseño de una Cámara en Espiral, existen gráficas elaboradas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM que permiten determinar el diámetro de la lumbrera de caída ( $D_1$ ) correspondiente al empleo de cámara en espiral, con base en los siguientes parámetros:

- $g$  aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )
- $H$  tirante de agua sobre la plantilla del canal de aproximación (m)
- $Q$  gasto de diseño de la captación ( $m^3/s$ )



- D<sub>l</sub> diámetro de lumbrera de caída, propuesto inicialmente para obtener el definitivo posteriormente, (m)
- D<sub>c</sub> diámetro del canal de aproximación (m)

El empleo de estas gráficas (figura III.1.3.12) permite obtener el tirante de agua presentado en la entrada a la lumbrera para el gasto de diseño y para un diámetro de lumbrera propuesto, o también se puede conocer el máximo gasto por descargar para un tirante obligado y un diámetro de lumbrera propuesto. El límite de aplicación de esta gráfica es:

$$1.0 \leq \frac{D_c}{D_l} \leq 1.5$$

Una vez determinado el diámetro de la lumbrera de caída, se procede a dimensionar la cámara en espiral con base en la geometría presentada en la figura III.1.3.13.:

### Geometría de Cámara en Espiral

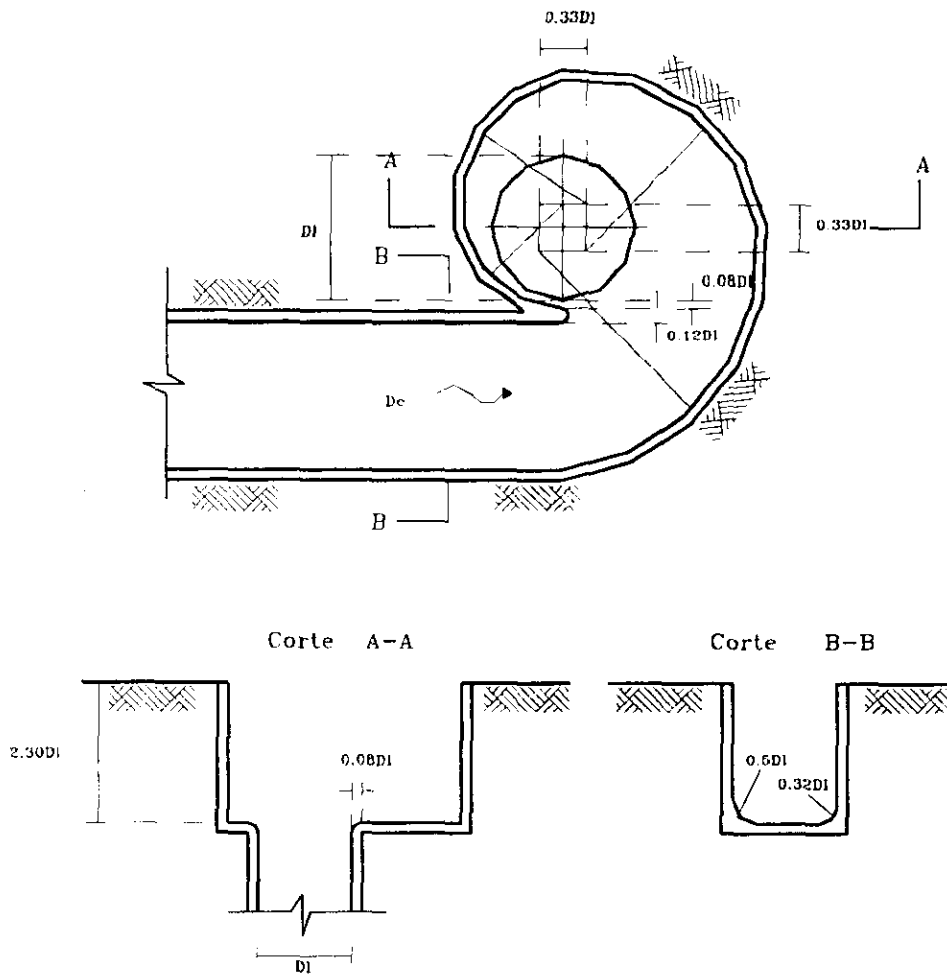
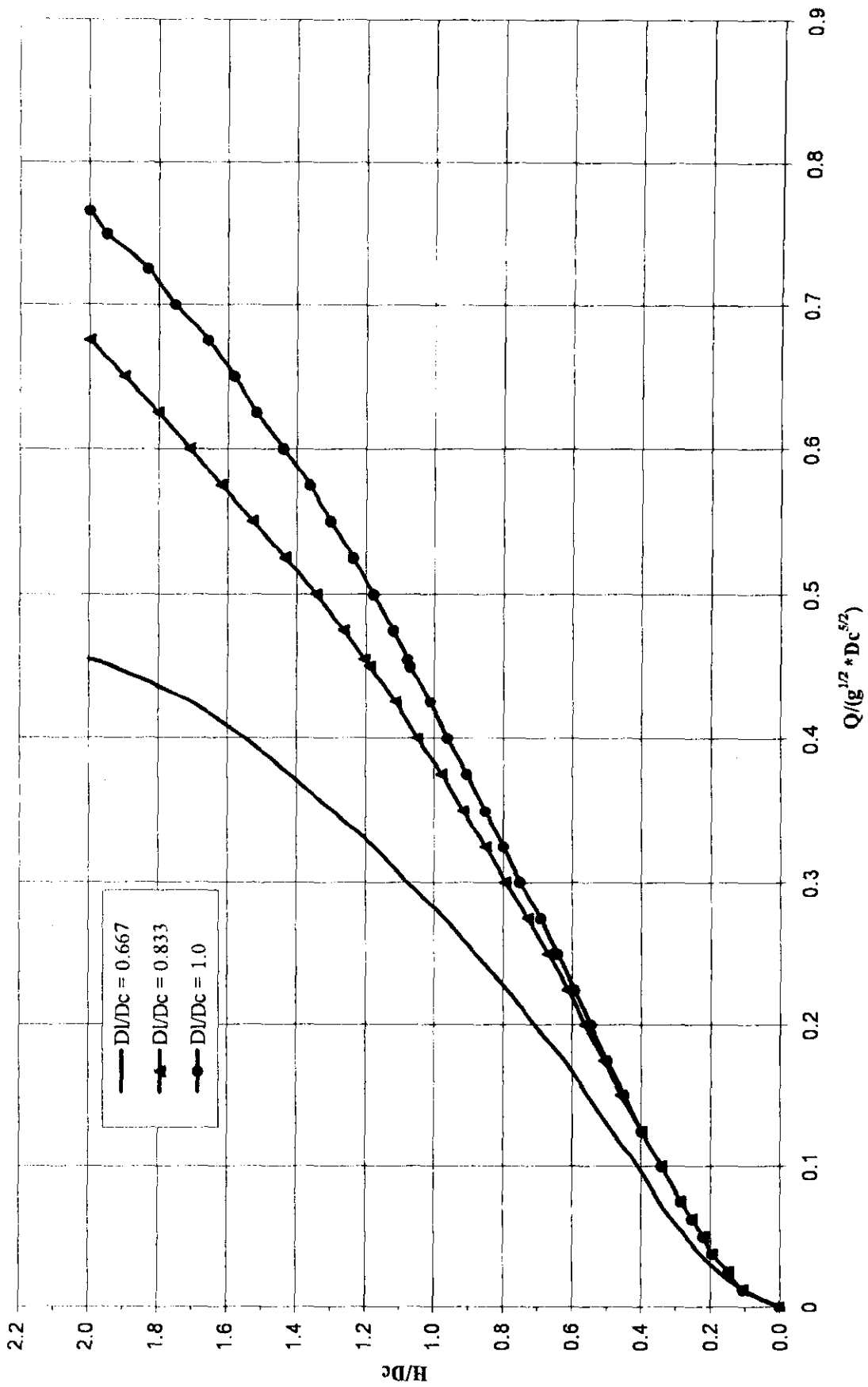


Figura III.1.3.13

Figura III.1.3.12.- Gráficas de relación tirante-gasto (H-Q), para el diseño de una cámara en espiral



La altura del canal de aproximación ( $h$ ) es función de la carga máxima ( $H$ ) sobre la plantilla del canal, más el bordo libre deseado:

$$h = H + bI$$

Adicionalmente, en el diseño de la cámara en espiral debe considerarse la misma pendiente de plantilla que la que tiene el canal de aproximación, para no provocar alteraciones en el flujo.

### A base de Ranura Vertical

Cuando se emplea una ranura vertical, su diseño se basa en expresiones que son el resultado de un estudio experimental, en las que intervienen los siguientes parámetros:

Q	gasto de diseño ( $m^3/s$ )
g	aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )
Dl	diámetro de la lumbrera de caída (m)
b	ancho de la ranura (m)

Para determinar el diámetro de una captación a base de ranura, se procede de la siguiente manera:

- Conociendo la geometría del canal de aproximación, se determina la carga máxima "h" que puede aceptar dicho canal en la descarga a la lumbrera, antes de trabajar a presión.
- Con el gasto de diseño ( $Q_{dis}$ ), se obtiene la carga de velocidad correspondiente a la carga "h" obtenida en el inciso anterior:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{Q^2}{A^2 2g}$$

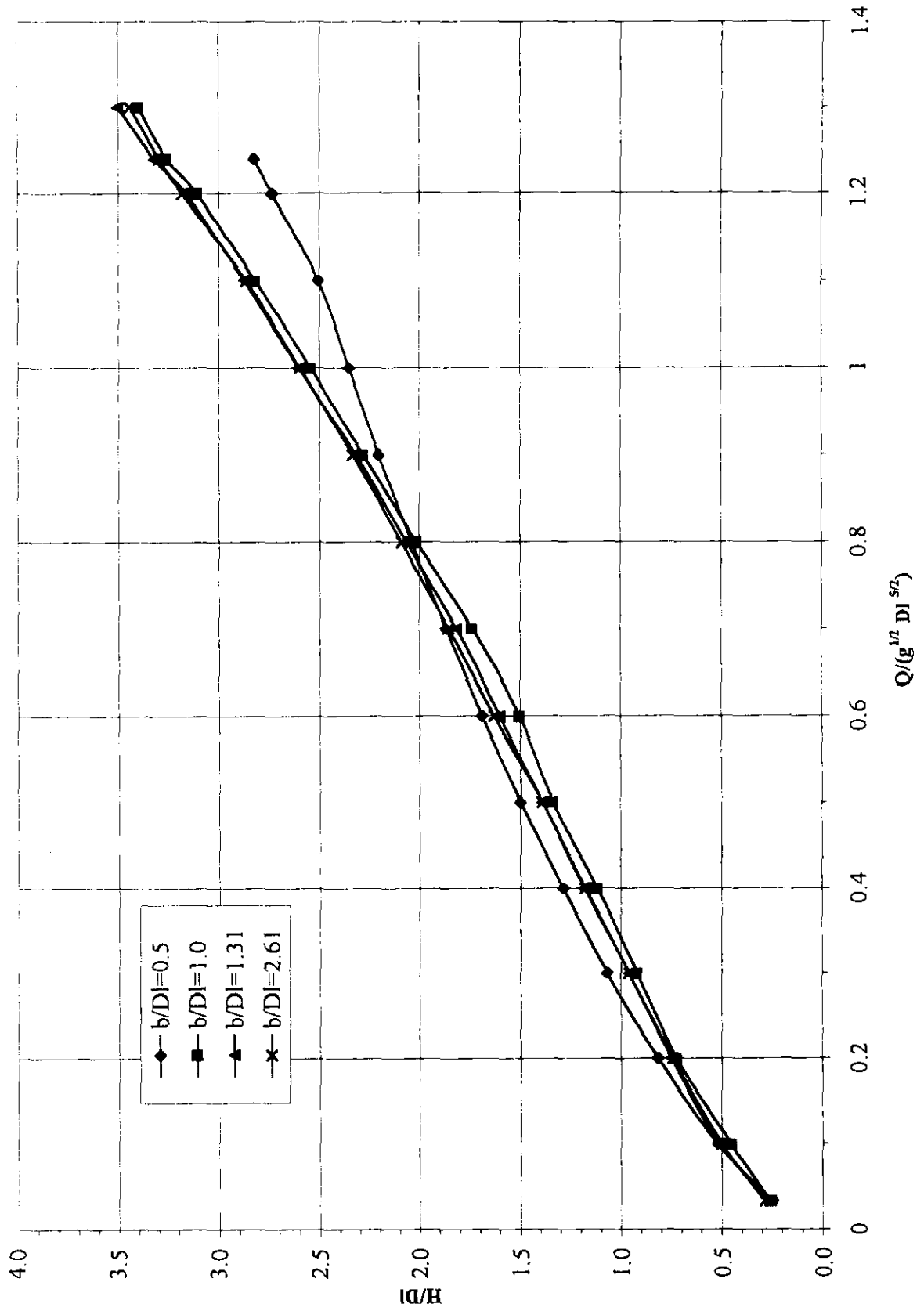
- Se determina la energía específica con la carga de velocidad y el tirante del inciso anterior:

$$H = h + \frac{V^2}{2g}$$

- Se propone un diámetro de lumbrera Dl, en función del gasto por descargar. Los más comúnmente empleados son: 1.83, 2.44, 3.00 y 3.50 m

- Se obtiene la relación  $H/Dl$ ,  $b/Dl$  y se entra a las curvas experimentales (fig. III.1.3.14) que relacionan los parámetros anteriores con el parámetro  $[Q/(g^{1/2} Dl^{5/2})]$  y de esta manera se determina el gasto Q que es capaz de captar la lumbrera de diámetro Dl.

Figura III.1.3.14.- Gráfica para determinar el gasto que puede descargar una captación con lumbrera de ranura vertical



f) Si el gasto calculado a partir de las gráficas anteriores es aproximadamente igual al considerado en el inciso b), entonces el diámetro de la lumbrera es adecuado, en caso contrario se repite el procedimiento desde el inciso d).

g) Por último se verifica que la geometría de la lumbrera sea congruente con las dimensiones de las estructuras que se encuentran aguas arriba y aguas abajo, como son el canal de aproximación y tubo de desfogue.

En caso de no conocer la geometría del canal de aproximación y elegir un ancho de ranura correspondiente a la mitad del diámetro de la lumbrera propuesto, es decir que el parámetro  $b/Dl$  sea igual a 0.5, se procede de la siguiente manera:

Conociendo el gasto de diseño y proponiendo un diámetro de lumbrera, puede determinarse la energía necesaria en la ranura ( $H$ ), para descargar dicho gasto, con la siguiente expresión:

$$\frac{H}{Dl} = \left[ \sqrt{27/2} \frac{Q_{dis}}{\sqrt{g} Dl^{5/2}} \right]$$

Una vez conocida la energía ( $H$ ), puede determinarse el tirante presentado en la ranura ( $Y_r$ ):

$$H = Y_r + \frac{V_r^2}{2g}$$

donde:

$Y_r$  tirante presentado en la ranura (m)  
 $V_r^2/2g$  carga de velocidad en la ranura (m)

Conocido el tirante en la ranura y el ancho de ésta ( $b$ ), puede determinarse la geometría del canal de aproximación.

### A base de Caída Libre

Por otro lado el diseño de una descarga mediante caída libre, al igual que en las demás, se ve regido por el ahogamiento del canal de aproximación, dicho ahogamiento se presenta cuando el nivel del agua dentro de la lumbrera de caída sobrepasa el nivel de plantilla del canal de aproximación.

En el diseño de la caída libre con tanque amortiguador también se emplean gráficas experimentales (fig. III.1.3.15 y III.1.3.16) en las que intervienen los siguientes parámetros:

- $Q$       gasto de diseño de la captación ( $m^3/s$ )  
 $D_l$       diámetro de la lumbrera de caída, propuesto (m)  
 $H_v$       altura del vertedor del tanque de amortiguador (m)  
 $P/\gamma$     carga de presión media sobre la losa de fondo de la lumbrera de caída, la cual se obtiene con la siguiente expresión:

$$\frac{P}{\gamma} = \left[ \frac{Q}{\sqrt{g}} \right]^{0.4} \left[ 1.596 \left( \frac{H_v}{D_l} \right) + 0.805 \right] \quad (m)$$

La cual es producto de una serie de pruebas realizadas en el laboratorio, en la que se representó matemáticamente el comportamiento del agua dentro de la lumbrera.

- $H_R$       pérdida de energía entre la descarga del colector madrina y la lumbrera de caída, que puede calcularse como la altura de caída del agua más la energía específica mínima en el canal de aproximación, menos la carga de presión media, es decir:

$$H_R = H_c + \left( y_c + \frac{V_c^2}{2g} \right) - \frac{P}{\gamma} \quad (m)$$

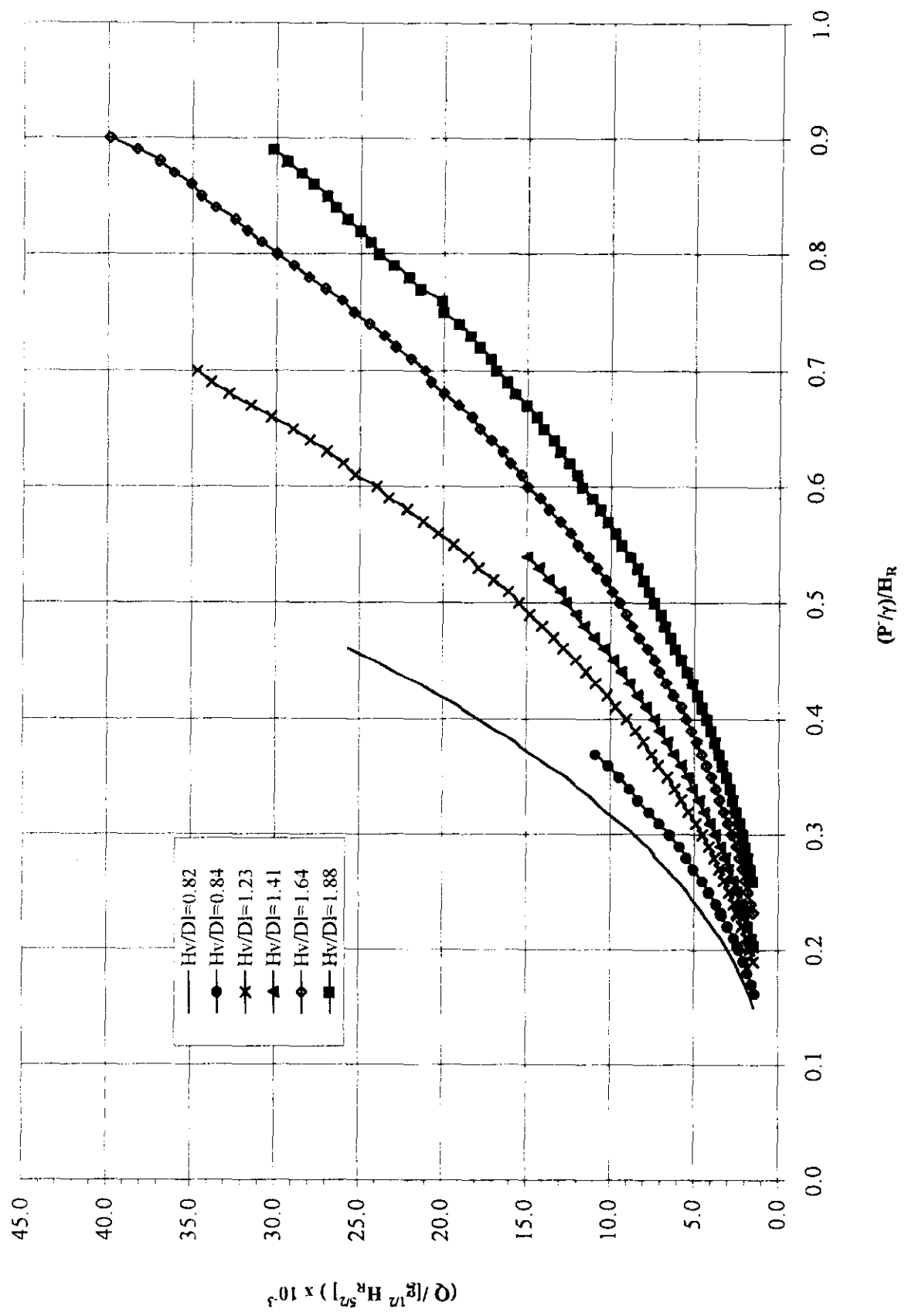
- $S_p/\gamma$     desviación estándar de las variaciones de la carga de presión, que puede calcularse con la siguiente expresión:

$$\frac{S_p}{\gamma} = 0.417 H_R \left[ \frac{Q}{\sqrt{g} D_l^{5/2}} \right]^{1.51}$$

Cabe mencionar que las expresiones anteriores son experimentales ya que resultan de una serie de pruebas realizadas en el laboratorio, en las que se representa matemáticamente el comportamiento del agua dentro de la lumbrera de caída.

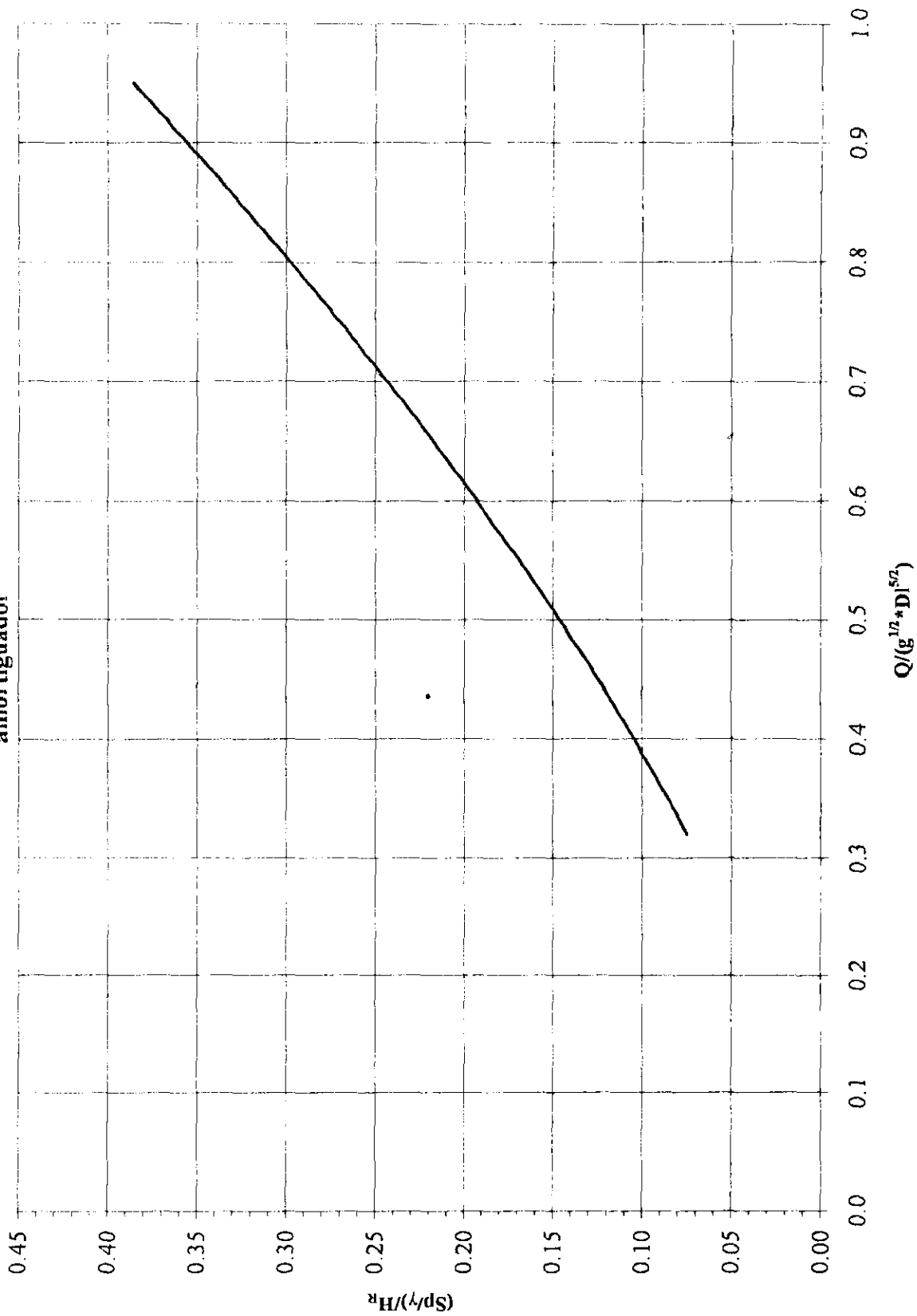
La representación física de los parámetros mencionados se presenta en la figura III.1.3.17

Figura III.1.3.15.- Gráfica para determinar  $P/\gamma$ , para el diseño en caídas libres con tanque amortiguador



Fuente: Diseño de estructuras de conexión de conexión al drenaje profundo, DGCOH. 1985

Figura III.1.3.16.- Gráfica para determinar  $Sp/\gamma$ , para el diseño de caídas libres con tanque amortiguador





## Estructura a base de Tanque Amortiguador

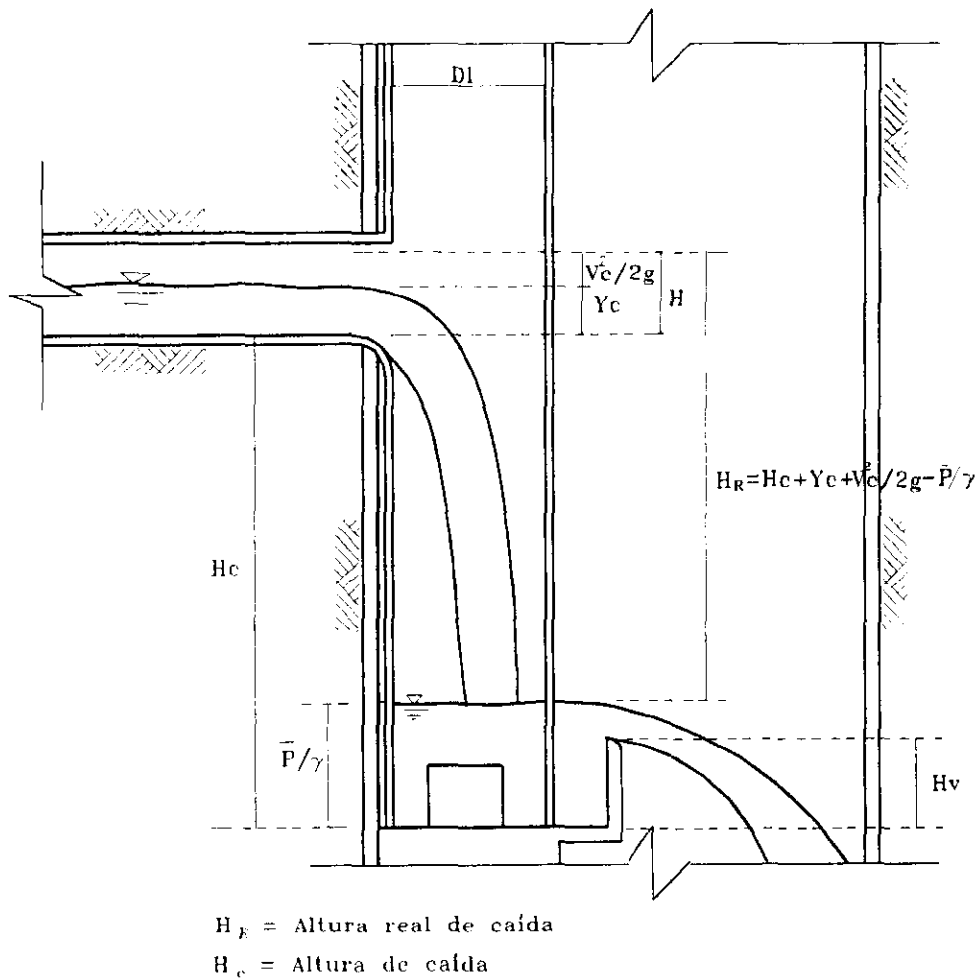


Figura III.1.3.17

En caso de emplear las expresiones anteriores, se recomienda revisar que los parámetros adimensionales se encuentren dentro de los intervalos experimentales de las gráficas anteriores.

Para revisar si el ahogamiento de la estructura de llegada es adecuado o no, debe emplearse una expresión para obtener el nivel máximo promedio de las variaciones del agua en la caída, la cual es:

$$\frac{Pl}{\gamma} = \frac{P}{\gamma} \pm k \frac{S_p}{\gamma}$$

donde:

$P/\gamma$  carga de presión sobre la losa de la estructura amortiguadora (m)

$\bar{P} / \gamma$  carga de presión media (m)

$S_p / \gamma$  desviación estándar de las fluctuaciones de la carga de presión (m)

K coeficiente cuyo valor depende del nivel de confianza que se quiera emplear:

Para un nivel de confianza del 90%,  $k=1.65$

Para un nivel de confianza del 95%,  $k=1.96$

Por lo que el ahogamiento se obtiene como la diferencia entre la altura de caída  $H_c$  y el valor esperado de  $P/\gamma$ .

El diseño será considerado como correcto cuando al tomar el signo positivo de  $kS_p/\gamma$ , el valor de  $P/\gamma$  sea menor que la altura de caída  $H_c$ , y además cuando  $P/\gamma$  sea positivo al tomar el signo negativo el valor de  $kS_p/\gamma$ .

Si llega a presentarse un valor negativo de  $P/\gamma$ , esto representará una succión en la losa de fondo de la estructura amortiguadora, lo cual debe ser considerado en el diseño estructural.

El procedimiento de diseño anteriormente descrito, también puede ser empleado para el diseño de una captación a base de cámara en espiral y ranura vertical, sólo que para calcular  $H_R$ , se substituye el tirante obtenido de gráficas por la energía específica mínima ( $E_c$ ) antes de la descarga en el canal de aproximación, esto es:

$$H_R = H_c + H_{entrada} - \frac{P}{\gamma}$$

En el caso de que en un diseño dado no puedan emplearse las gráficas anteriores (fig. III.1.3.15 y III.1.3.16), debido a que éste no entra dentro del rango de las gráficas, se recomienda hacer uso de modelos a escala, para conocer su comportamiento.

Cuando la descarga es directa a la lumbrera de caída, mediante una transición vertical en forma circular, para evitar el despegamiento de la lámina inferior del flujo y además la caja de control se localiza dentro de la lumbrera constructiva, se recomienda adicionar al canal de aproximación una distancia igual al diámetro de la lumbrera de caída, a partir de la cual pueden ubicarse las compuertas, con el fin de proporcionar estabilidad al flujo que se presenta después de éstas.

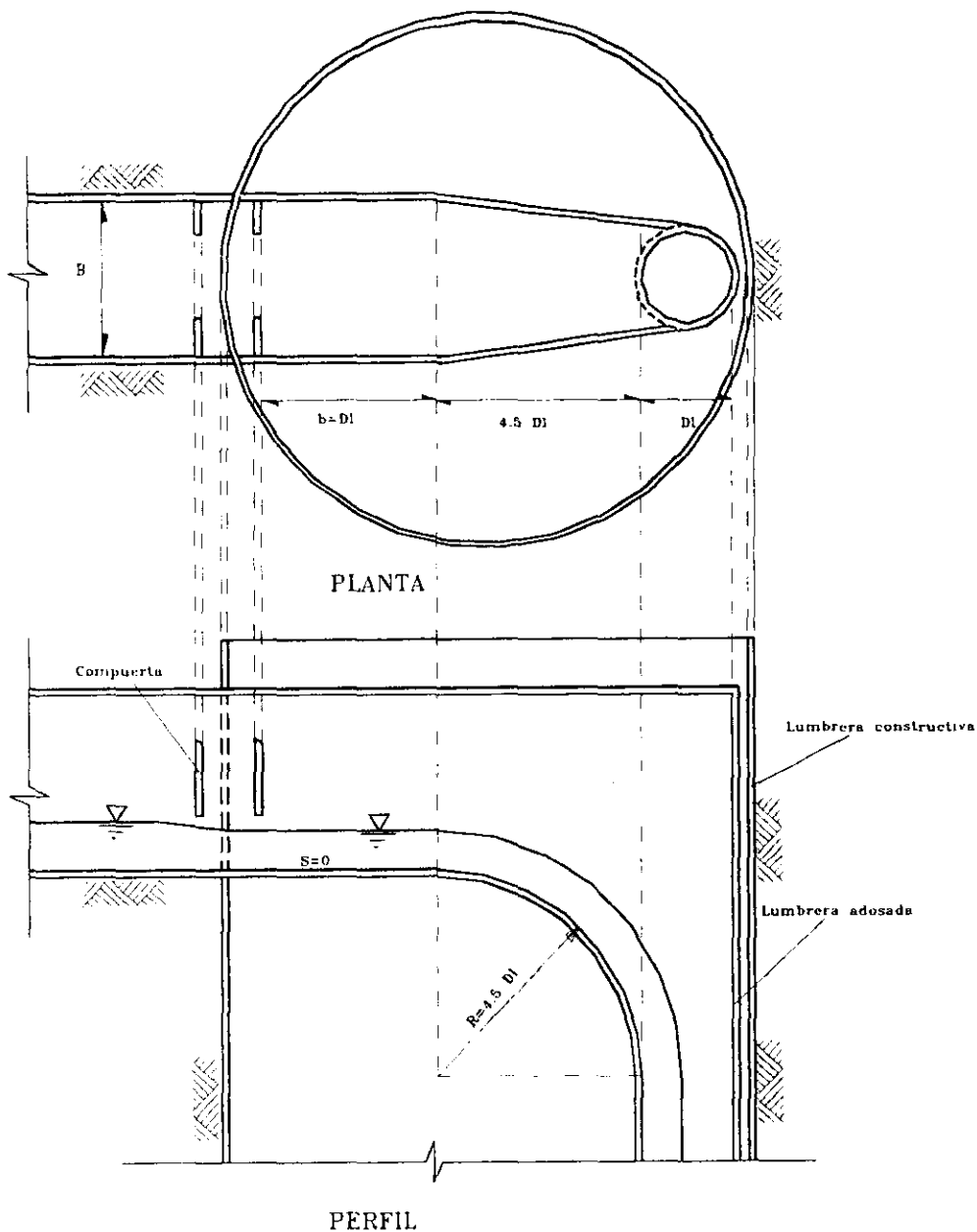


Figura III.1.3.18

Si por el contrario, la caja de control se construye fuera de la lumbrera constructiva, la longitud del canal de aproximación dependerá exclusivamente del espacio disponible. Cabe resaltar que para longitudes del canal mayores a 5.5 veces el diámetro de la lumbrera de caída, el encauzamiento del flujo hacia la lumbrera se mejora. En caso de que no se puedan cumplir las longitudes recomendadas en este y en el párrafo anterior, se debe ajustar el radio de curvatura de la transición vertical al espacio disponible y además debe cumplirse que en la lumbrera adosada se tenga la transición vertical de sección "D" a circular con longitud igual al diámetro de la lumbrera.

## Lumbrera de Caída

Esta lumbrera que por lo general se adosa a una lumbrera constructiva, debe tener un diámetro tal que permita el paso de maquinaria y herramienta por el espacio libre dado entre la lumbrera constructiva y la adosada, para dar mantenimiento al túnel profundo durante la época de estiaje, además de dejar espacio para la colocación de una escalera pegada a la pared de la lumbrera constructiva que permita el descenso del personal, recomendándose que el diámetro de la lumbrera de caída sea comercial.

La colocación de esta lumbrera se recomienda que se realice en la parte de la lumbrera constructiva que posea mayor espacio a un lado del túnel profundo, para que en caso de que se utilicen tubos de desfogue como una alternativa de estructura amortiguadora, éstos tengan una longitud mínima de 1.5 veces el diámetro de la lumbrera de caída, con la cual se asegura que dichos conductos trabajen totalmente llenos y de esta manera la descarga sea lo mejor dirigida al punto deseado, sin que llegue a ser perpendicular a la dirección del flujo en el túnel profundo, evitando de esta manera el remanso en el mismo.

Además se recomienda que la descarga de los tubos de desfogue sea encauzada hacia el centro del túnel. En el diseño de la lumbrera adosada se debe cuidar que el diámetro y su altura sea capaz de descargar el gasto de diseño sin que el nivel de agua dentro de ella sobrepase el nivel de plantilla del canal de aproximación, para que no provoque un remanso aguas arriba, disminuyendo la capacidad del drenaje superficial. Cabe mencionar que en el diseño de esta lumbrera debe considerarse la condición crítica del túnel profundo trabajando totalmente lleno y por otro lado el diámetro de ésta debe ser mayor o igual al tubo de desfogue.

## Estructura Amortiguadora

- Tanque Amortiguador

Cuando éste se emplea, el diseño de la estructura amortiguadora es regido por las dimensiones que tiene el vertedor y los orificios o ventanas que se ubican en la parte inferior de la lumbrera de caída.

Para determinar la altura que debe tener el vertedor con respecto a la losa de fondo, debe calcularse la carga de presión media ( $P^-/\gamma$ ) con la expresión indicada con anterioridad que se describe a continuación:

$$\frac{P^-}{\gamma} = \left[ \frac{Q}{\sqrt{g}} \right]^{0.4} \left[ 1.596 \left( \frac{H_v}{D_l} \right) + 0.805 \right] \quad (\text{m})$$

Para emplear esta ecuación debe proponerse una altura de vertedor  $H_v$  tal que permita que el ahogamiento de la lumbrera de caída no supere la elevación de plantilla del canal de aproximación, esto es:

La dimensión de orificios aumenta o disminuye el colchón de agua dentro de la lumbrera de caída al reducir o incrementar su área respectivamente, por lo que debe tenerse cuidado en la reducción de ésta ya que se generan altas velocidades a la salida de los orificios que pueden causar daños a la estructura amortiguadora. Debido a que el dimensionamiento de los orificios se basa en pruebas realizadas en modelos a escala, se recomienda emplear áreas comprendidas entre 1.4 y 1.5 m<sup>2</sup>, logrando con ello que la expresión anterior proporcione resultados muy cercanos a los experimentales.

- Conductos de desfogue

En caso de utilizarlos en el extremo inferior de la lumbrera adosada como estructura amortiguadora, su diseño geométrico debe ser tal que permita la formación de un colchón de agua dentro de ésta, sin que exceda el nivel de plantilla al inicio del canal de aproximación y además debe presentarse en el interior de los tubos una velocidad de flujo menor o igual a 7.0 m/s, en el caso de utilizar concretos con una resistencia  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

Para que los conductos de desfogue puedan descargar las aportaciones captadas en la lumbrera de caída dirigiéndolos hacia el túnel de drenaje profundo, se debe cumplir que la condición de carga dada en éste sea menor que la generada por el colchón de agua a la salida de la lumbrera de caída. También debe cuidarse que la dirección de los tubos de desfogue no sea perpendicular a la del flujo en el túnel profundo, ya que esta condición reduce la capacidad del túnel al formarse un remanso en éste. Se recomienda que el tubo de desfogue dirija su flujo a un punto localizado en el centro del túnel, como se muestra en la figura III.1.3.19.

Ubicación de Lumbrera de Caída y Tubos de Desfogue

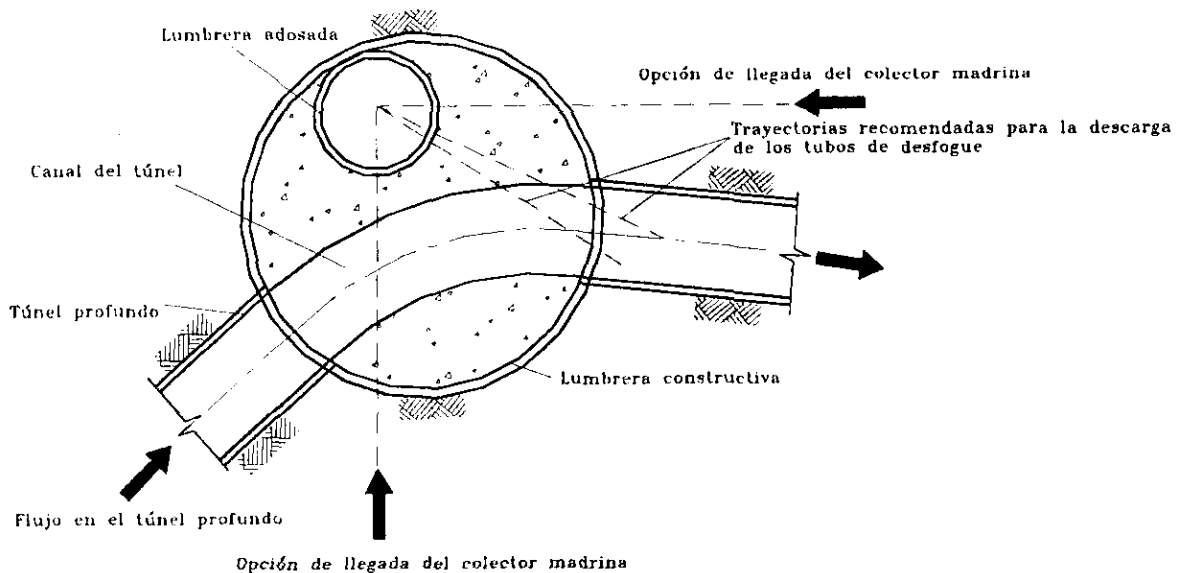


Figura III.1.3.19

En el diseño de estos conductos al igual que en el de la lumbrera adosada, se debe considerar que el túnel profundo está lleno.

En caso de emplear dos tubos de desfogue se recomienda que el de menor dimensión tenga un diámetro comprendido entre 0.45 y 0.61 m y que además se encuentre a una distancia ( $H_i$ ) de la rasante del túnel hasta su centro de orificio comprendida en el siguiente rango:

$$\frac{D_i}{2} \leq H_i \leq \frac{D_i}{2} + 0.5 \quad [\text{m}]$$

donde:

$D_i$  diámetro del conducto menor (m)

El objetivo del conducto de menor diámetro es formar un pequeño colchón que disipe la energía generada por la caída de un gasto pequeño, antes de realizar la descarga de gastos mayores por el conducto más grande. Como se recomienda que en el arreglo de los conductos debe procurarse eliminar las zonas propensas a presentar azolvamiento, puede llegarse a eliminar dicho escalón de 0.5 m, sin que esto altere el funcionamiento de los tubos.

Una vez seleccionado el diámetro  $D_i$ , se calcula el diámetro ( $D_s$ ) del conducto mayor de desfogue con la siguiente expresión:

$$D_s \geq \sqrt{\frac{4Q}{\pi V} - D_i^2}$$

La cual combina la fórmula del área de un conducto circular y la de continuidad.

donde:

$Q$  gasto de diseño ( $\text{m}^3/\text{s}$ )  
 $V$  velocidad máxima permisible de 7.0 m/s, si  $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$

Dicho diámetro ( $D_s$ ) debe ser ubicado por arriba del conducto menor ( $D_i$ ), de tal forma que su eje coincida con el eje del túnel profundo. De no ser posible el cumplimiento de esta condición, basta que el arreglo de los conductos de desfogue quede dentro del diámetro del túnel.

Si  $D_s$  resulta ser menor de 2.44 m, se recomienda ajustarlo al valor comercial inmediato superior, para que de esta manera no llegue a presentarse la velocidad máxima permisible dentro del conducto. En caso contrario, se ajusta al calculado, ya que como el diámetro comercial más grande para tubo de concreto reforzado es de 2.44 m, tendrá que construirse en el sitio.

Conocido  $D_i$  y  $D_s$ , se determina un diámetro equivalente ( $D_e$ ) para estos dos valores, a fin de considerar los dos conductos como uno sólo, por medio de la siguiente expresión:

$$D_e \geq \sqrt{\frac{4A_e}{\pi}}$$

donde:

$$A_e = \pi(D_i^2 + D_s^2) / 4 \quad \text{área equivalente de los orificios (m}^2\text{)}$$

Ya determinado el diámetro del conducto equivalente, se determina el coeficiente de descarga en éste, con la siguiente expresión que se deriva de la fórmula de orificios:

$$C_d = \frac{Q}{A_e \sqrt{2g(H + E_c - H_T)}}$$

donde:

- $C_d$  coeficiente de descarga
- $Q$  gasto de diseño (m<sup>3</sup>/s)
- $A_e$  área equivalente (m<sup>2</sup>)
- $g$  aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)
- $H$  desnivel de la plantilla de la lumbrera de caída al canal de aproximación "altura de caída" (m)
- $E_c$  energía de descarga del canal de aproximación a la lumbrera de caída (m)
- $H_T$  tirante de agua en el túnel profundo, el cual se considera igual al diámetro de éste para la condición de túnel lleno (m).

### Elementos Geométricos de una Captación

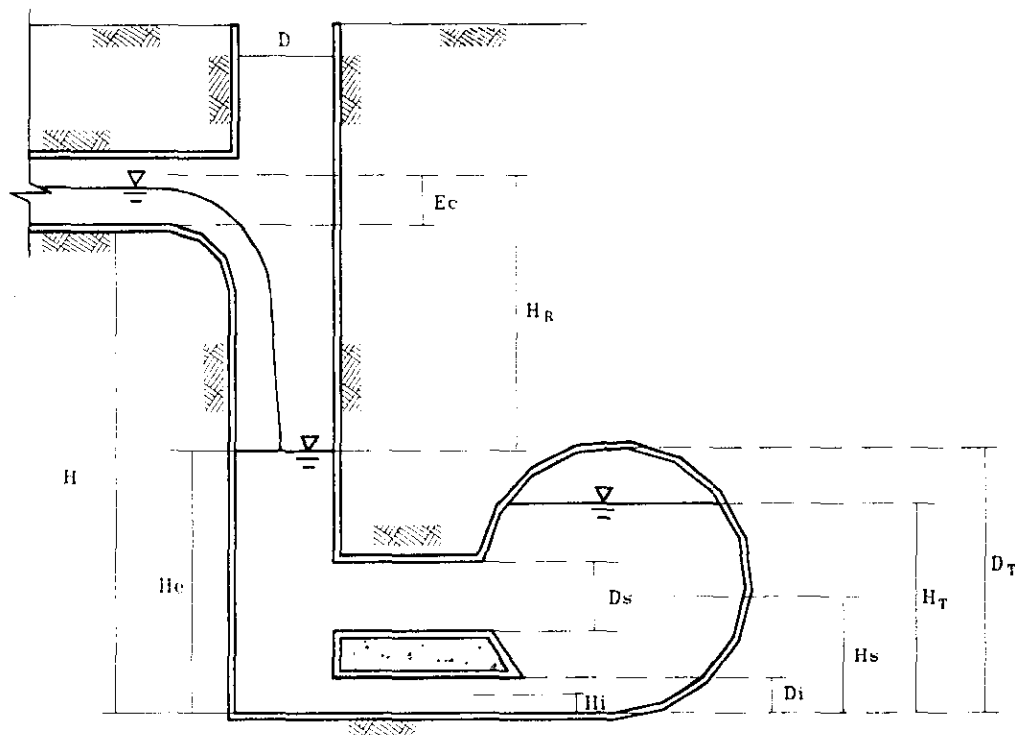


Figura III.1.3.20

Para el caso de una caída libre con cimacio, una vez conocido el coeficiente de descarga, se obtienen parámetros adimensionales, con los cuales se entra en una curva experimental (figura III.1.3.21) correspondiente a una descarga ahogada (túnel profundo lleno), la cual nos permite determinar un parámetro ( $\phi$ ) que es función de la altura del colchón de agua dentro de la lumbrera ( $H_c$ ).

Los parámetros necesarios para determinar ( $\phi$ ) son los siguientes:

$$\frac{C_d H_s}{D_c} \text{ y } \frac{D_l H_s}{D_c^2}$$

donde:

- $C_d$  coeficiente de descarga
- $H_s$  desnivel de la plantilla de la lumbrera de caída, al centro del conducto mayor ( $D_s$ ) (m)
- $D_c$  diámetro equivalente (m)
- $D_l$  diámetro de la lumbrera de caída, el cual debe ser mayor o igual a  $D_s$  (m)

Por lo que la altura del colchón ( $H_c$ ), puede determinarse con la siguiente expresión:

$$H_c = H + E_c - \phi^2 (H + E_c - H_T)$$

en la cual las variables involucradas ya se definieron en expresiones anteriores.

Y con dicho valor ( $H_c$ ), se puede determinar si las dimensiones propuestas son adecuadas.

Si:  $0.6H \leq H_c \leq 0.8H$  el diseño es adecuado, donde  $H$  es la altura de caída.

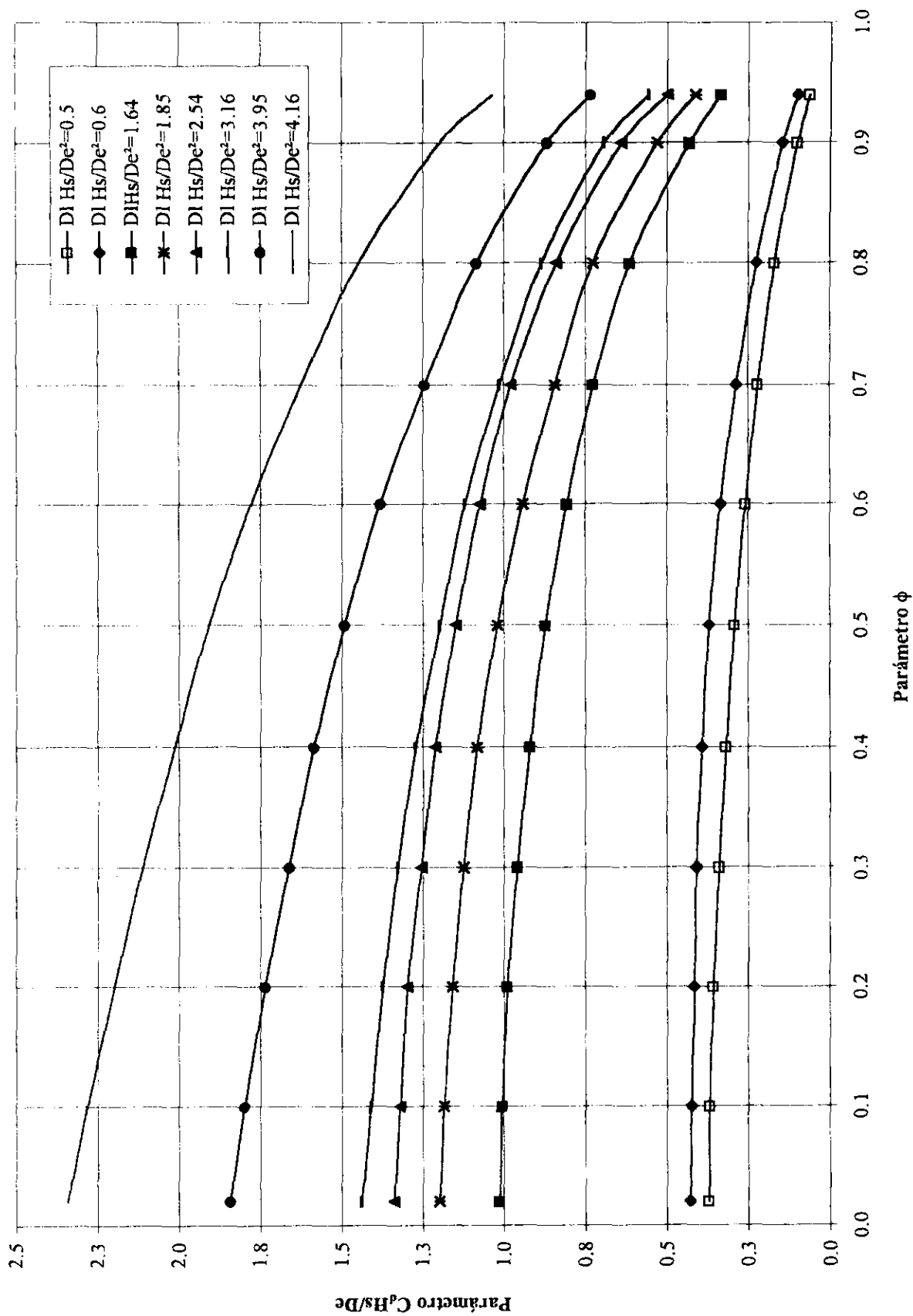
En caso de no caer  $H_c$  dentro del rango, hay que proponer otro diámetro  $D_s$ , ya que valores de  $H_c < 0.6H$  indican que el tubo de desfogue está un poco sobrado, en cambio valores de  $H_c > 0.8H$  indican que el diseño está al límite, pudiéndose presentar con un incremento de gasto la posibilidad de que se ahogue la plantilla del colector madrina.

Si el arreglo lumbrera adosada - tubos de desfogue resulta ser adecuado para el caso de túnel trabajando lleno, esto es  $H_T = D_T$ , el siguiente paso del diseño es conocer las condiciones de funcionamiento de la captación para el caso de que el túnel esté vacío, permitiendo una descarga libre del tubo de desfogue. Para esta última consideración, se determina su área y diámetro equivalente con la siguiente expresión:

$$A_{ei} = A_s + \sqrt{\frac{H + E_c - H_i}{H + E_c - H_s}} A_l$$



Figura III.1.3.21.- Gráfica para la obtención de He, para túnel lleno

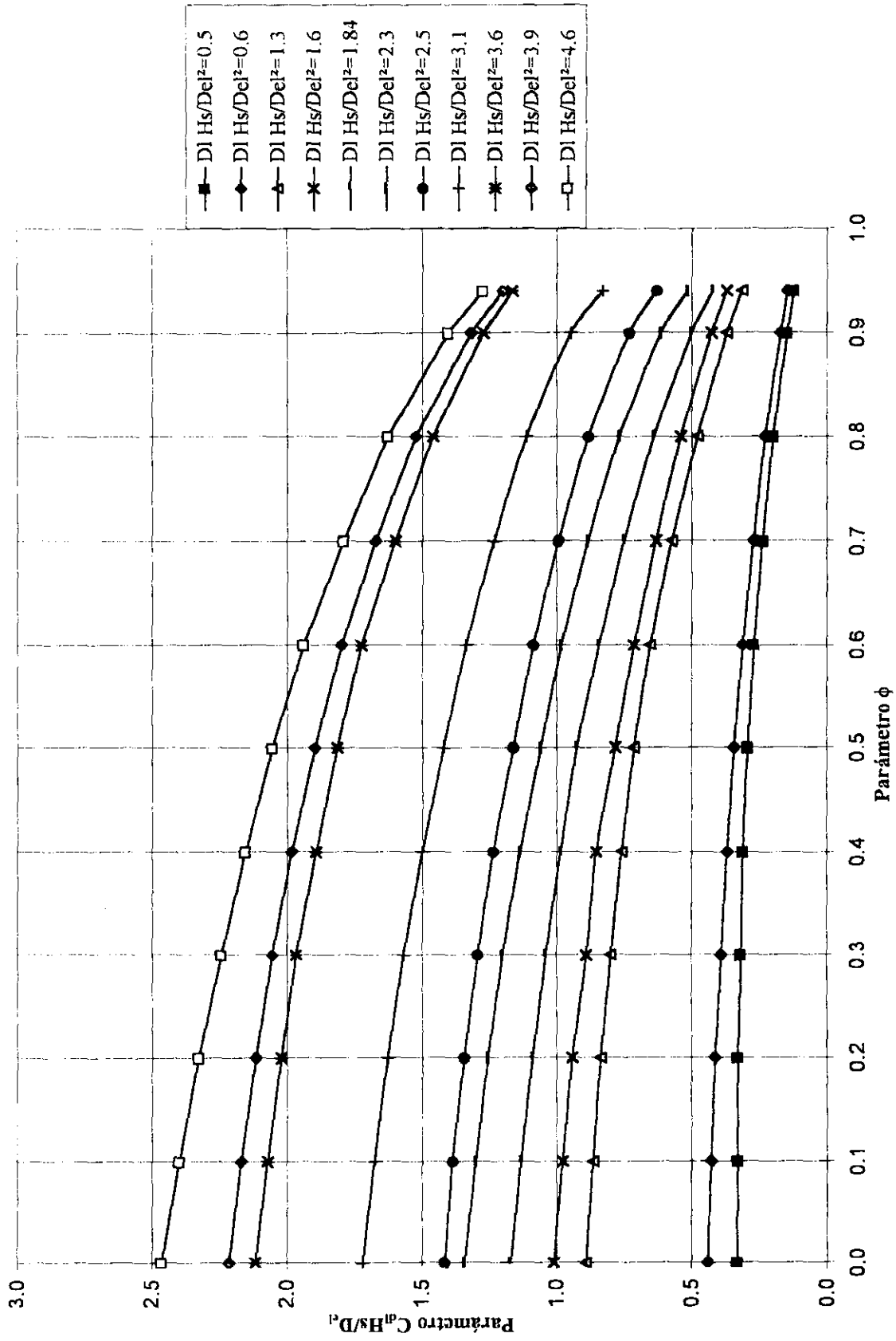


FALTA PAGINA

No.

83

Figura III.1.3.22.- Gráfica para la obtención de  $H_e$ , para túnel vacío



donde:

- $H_e$  debe corresponder a la condición de trabajo del túnel profundo por analizar (lleno ( $H_e$ ) o permitiendo una descarga libre de los tubos de desfogue ( $H_{e1}$ ), en m).
- $H_T$  diámetro del túnel profundo para la condición de túnel lleno, y  $H_s$  para la condición de descarga libre de los tubos de desfogue (m).

Ya determinados dichos parámetros se emplea la curva experimental correspondiente a la condición de trabajo por analizar (fig. III.1.3.23 y III.1.3.24), con la cual se determina el valor del parámetro  $\theta$  y con base a éste se obtiene el valor de la carga de presión total con la siguiente expresión:

$$\frac{P}{\gamma} = C_d H_e \theta \quad (\text{m})$$

Siendo  $C_d$  el coeficiente de descarga para la condición por analizar (túnel lleno o vacío).

En una captación con descarga libre, la sección que presenta los mayores problemas es la zona donde se alojan los conductos de desfogue, ya que es la de mayor riesgo de falla estructural, pues en dicha zona la presión dinámica se genera por el impacto del agua que cae sobre el fondo de la lumbrera adosada. Por tal razón, se recomienda que tanto esta parte de la lumbrera como los tubos de desfogue se ahoguen en concreto y de esta manera resistan la sobrepresión generada por el impacto del chorro, que en ocasiones llega a tener valores de hasta dos veces la presión estática para gastos menores al de diseño.

#### III.1.4.- Secciones de Control

El funcionamiento hidráulico en conjunto de una captación al sistema de drenaje profundo está condicionado por las secciones de control que se presenten. Por lo general una de ellas se localiza en la descarga a la lumbrera de caída, tanto en caída libre como en cámara en espiral.

Una sección de control se define como un plano transversal de un canal en el que es posible establecer una relación única entre el tirante y su gasto correspondiente, y recibe este nombre ya que controla el flujo tanto en dirección aguas arriba como aguas abajo, por lo que se convierte en un sitio propicio para instalar una estación de aforo.

Las secciones de control se utilizan para calcular el perfil de un flujo gradualmente variado a partir de las condiciones de frontera que se presentan en dicha sección. Según el régimen en que se desarrolle el flujo (subcrítico  $F < 1$  ó supercrítico  $F > 1$ , donde  $F$  es el número de Froude) que depende de la pendiente de plantilla del conducto y de la velocidad de éste, se procede con el cálculo del perfil hacia aguas arriba de la sección de control o hacia aguas abajo de ésta, respectivamente.

El régimen subcrítico está sujeto a un control desde aguas abajo, pues en éste es posible la transmisión de disturbios hacia aguas arriba, debido a que la velocidad del flujo en dicho régimen es menor que la crítica, lo cual permite que se presente el fenómeno anteriormente descrito. Mientras que en régimen supercrítico, los disturbios sólo se transmiten hacia aguas abajo, debido a que la velocidad del flujo en este régimen es mayor a la crítica ( $V_{cr} = [g Y_c]^{1/2}$ ;  $Y_c = A_c/B_c$ ), por tal razón el flujo no puede quedar influenciado por lo que ocurre aguas abajo, y sólo puede quedar controlado desde aguas arriba.

Las secciones de control son básicas para el diseño de una captación, ya que para conocer las condiciones hidráulicas de descarga del gasto de diseño en las compuertas, debe calcularse el perfil del flujo desde la descarga en la lumbrera de caída (sección de control) hasta punto localizado aguas abajo de las compuertas. Por tal razón, la eficiencia de los sistemas drenados depende de la localización de dichas secciones. Una vez que las compuertas empiezan a trabajar con carga hidráulica, la sección de control cambia de la caída en la lumbrera a la caja de control.

Algunos ejemplos de secciones de control los constituyen las presas, vertedores, compuertas y toda aquella estructura que permita relacionar el gasto que conducen, con base al tirante o carga que se presenta. Las secciones de control también pueden localizarse a la entrada o salida de un canal y en cambios de pendiente, como se muestra en la figura III.1.3.25.

Figura III.1.3.23.- Gráfica de obtención de  $P/\gamma$ , para túnel vacío

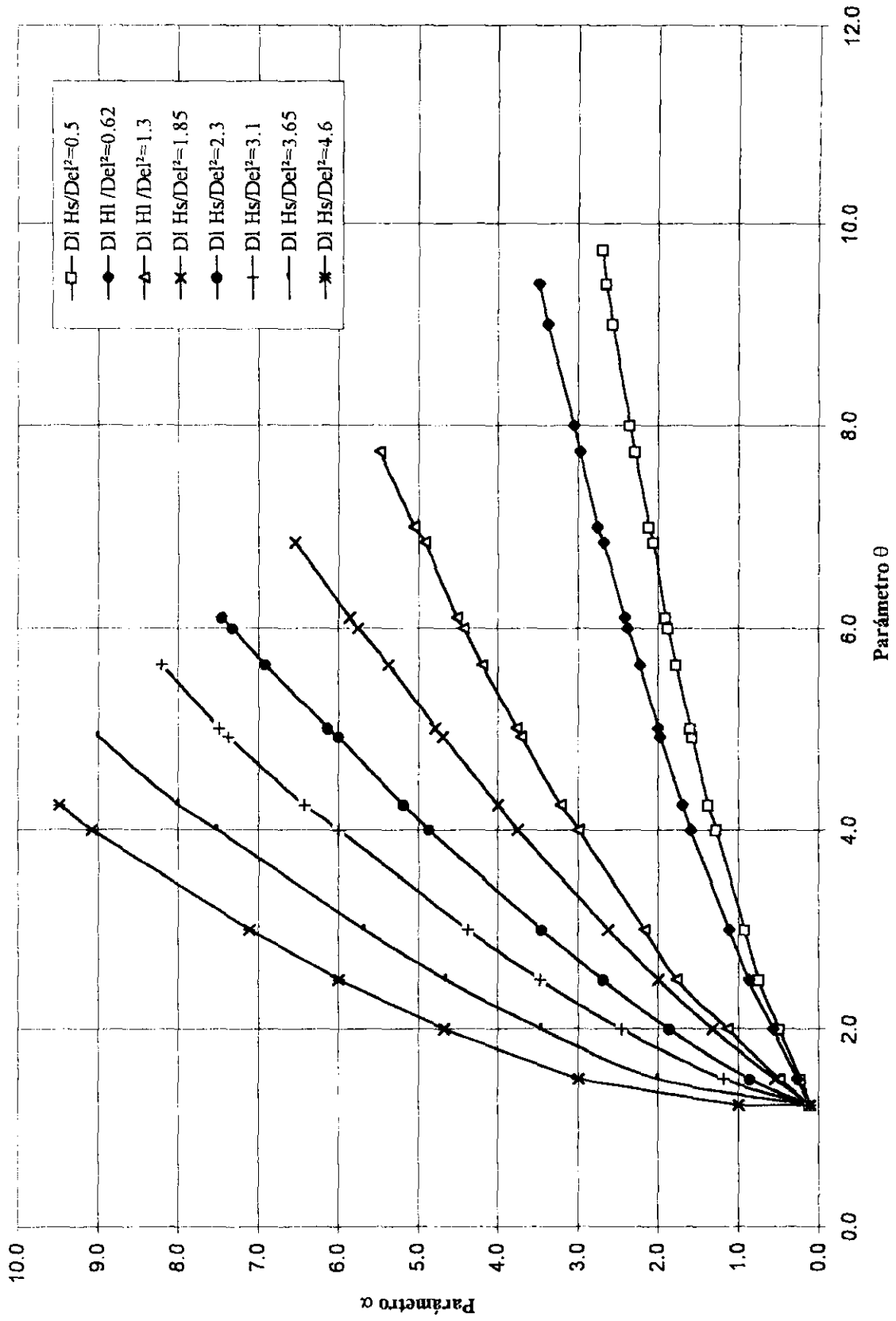
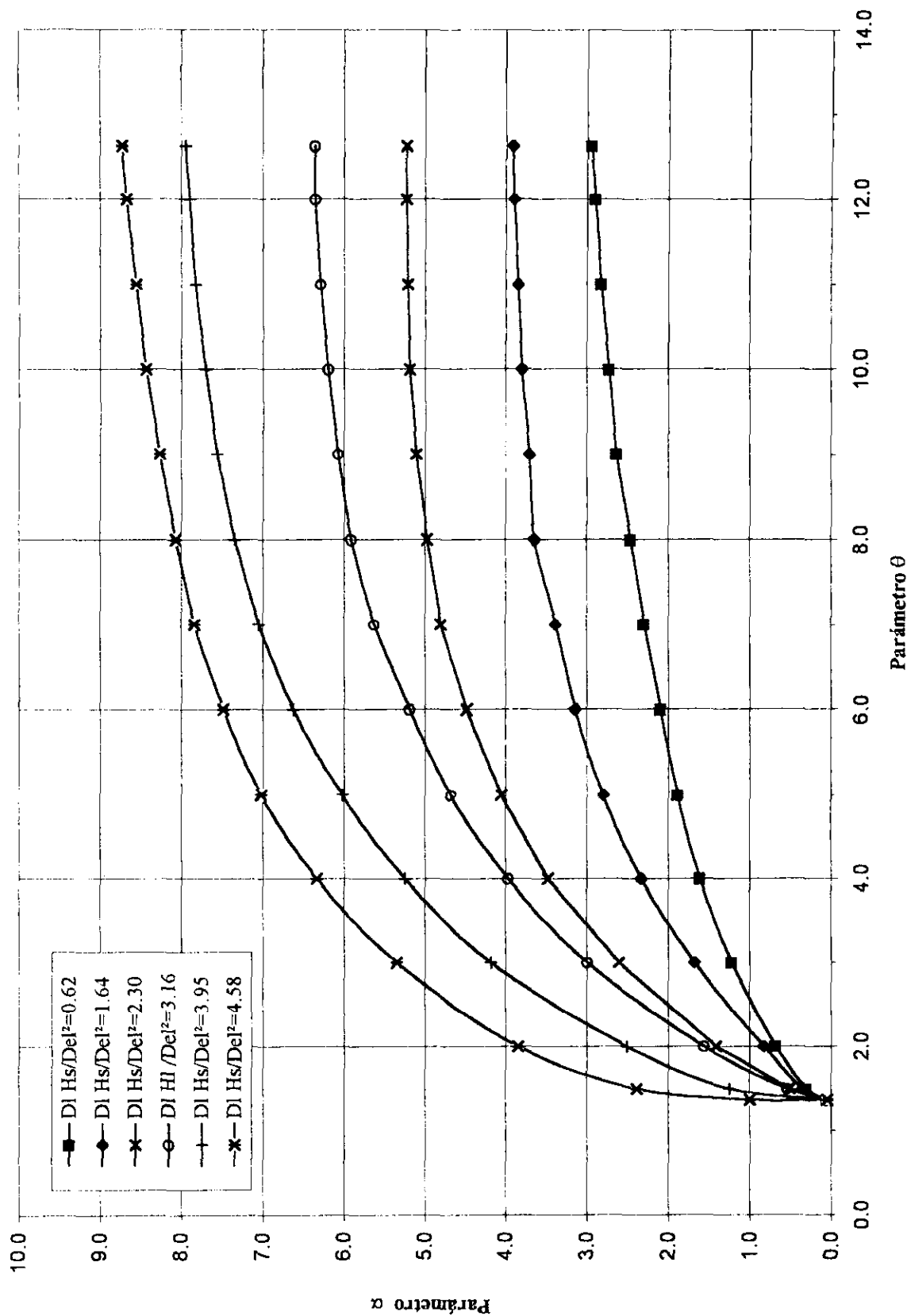


Figura III.1.3.24.- Gráfica de obtención de  $P/\gamma$ , para túnel lleno



# Secciones de Control

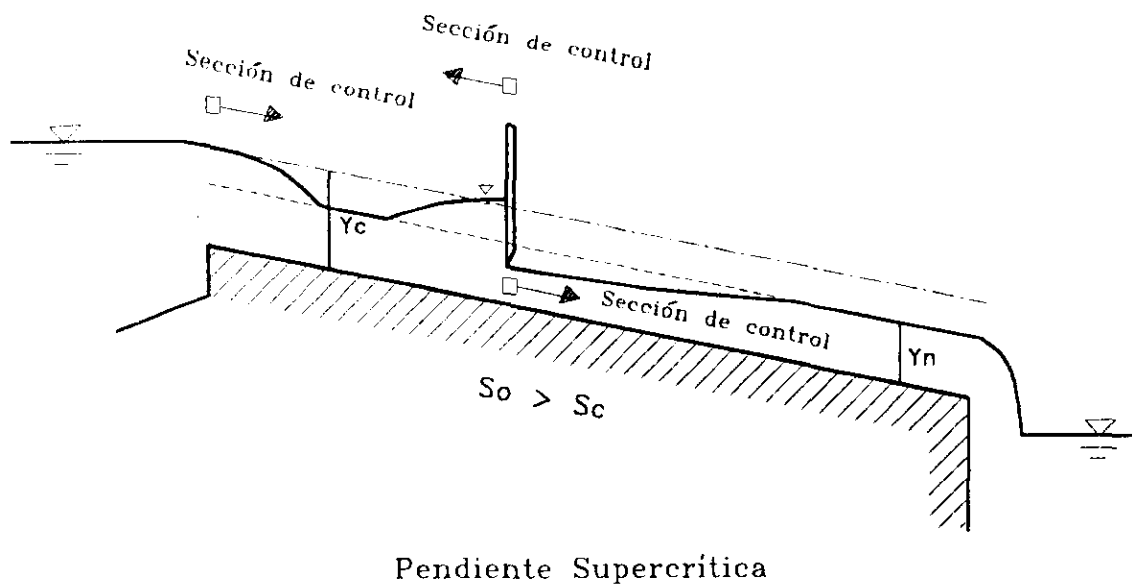
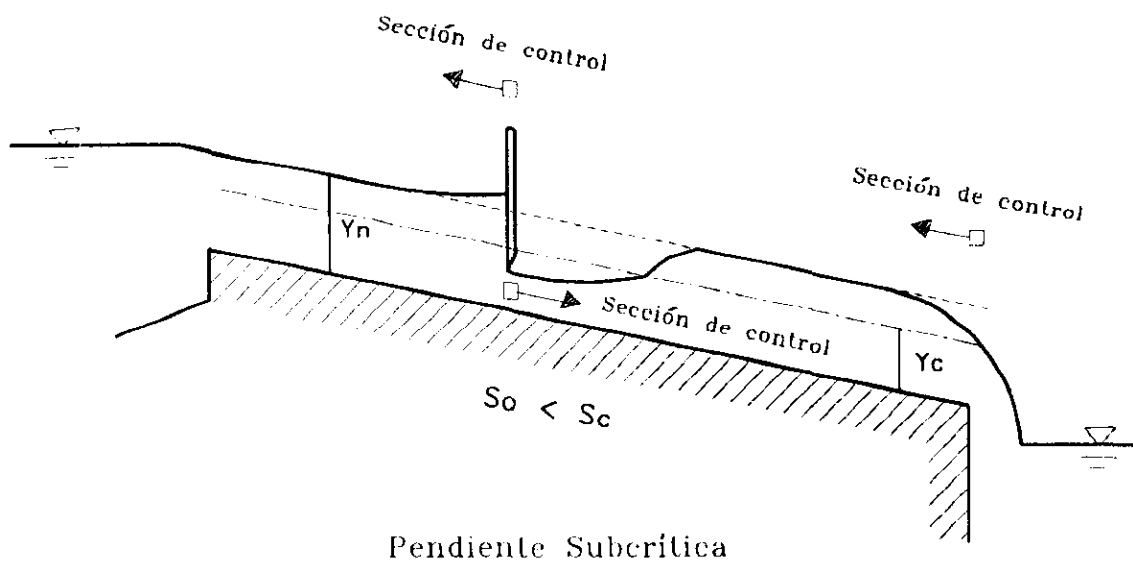


Figura III.1.3.25

Fuente: *Apuntes de Hidráulica II, Gilberto Sotelo Ávila, F.I*



### III.1.5.- Proyecto de la Captación de la Planta de Bombeo No. 3 del Gran Canal al Interceptor Oriente

#### Introducción

Como es sabido a lo largo de su existencia, el Gran Canal ha sufrido modificaciones en su pendiente y en su geometría, debidas a los hundimientos del terreno y a la necesidad de incrementar su capacidad por el crecimiento urbano de la Ciudad de México.

Por otro lado los sistemas de colectores han sufrido hundimientos, obligando a construir plantas de bombeo en ambas márgenes del Gran Canal, que efectúan la descarga de sus caudales al conducto, haciéndolo ineficiente en su operación.

Las autoridades del DDF continúan ampliando sistema de drenaje profundo. En la Zona Oriente de la ciudad destaca el proyecto del Interceptor Oriente, el cual tiene su origen en el sureste y concluye al norte en el Interceptor Central, componiéndose de un túnel profundo con diámetro de 5.00 m.

Actualmente el Interceptor Oriente funciona desde su origen en la lumbrera 1B localizada en la delegación Coyoacán, hasta la lumbrera 4, donde descarga al Interceptor Centro-Centro y este a su vez se conecta con el Interceptor Central. Hacia el norte se tiene en operación el tramo que va de la Lumbrera 8C, sitio en el que descarga la Obra de Toma del Gran Canal, hasta su descarga en la Lumbrera Cero del Emisor Central.

Falta por construir el tramo del Interceptor Oriente que va de la lumbrera 5 a la 7, en una longitud aproximada de 6 km y cuyo recorrido es paralelo y muy próximo al Gran Canal, por su margen izquierda hasta conectarse en la lumbrera 8 de mismo, el cual se estima entrará en funcionamiento para el año 2000.

Con el fin de aliviar al Gran Canal del Desagüe y a sus plantas de bombeo, principalmente en época de lluvias, se deben elaborar los proyectos geométricos e hidráulicos de las estructuras de captación de los colectores primarios que descargan al Gran Canal del Desagüe mediante las Plantas de Bombeo, para incorporar dichos escurrimientos al Sistema de Drenaje Profundo por medio del Interceptor Oriente.

Entre estos proyectos se encuentran el de la captación del colector que descarga actualmente en la Planta de Bombeo No. 3, el cual es el tema principal de este trabajo.

Para realizar el proyecto geométrico e hidráulico de esta captación se generaron alternativas de diseño con base en la información recopilada en los archivos de la DGCOH y en levantamientos de campo.

De esta manera el proyecto de la captación de la Planta de Bombeo No. 3 tiene su justificación en que actualmente dicha planta funciona tanto en época de estiaje y lluvia para realizar la descarga de las aportaciones del sistema colector 7 hacia el Gran Canal del Desagüe, lo cual es bastante costoso principalmente por la operación y mantenimiento de los equipos de bombeo y mecánicos para operación de las compuertas. Actualmente, en época de estiaje el caudal aportado por la Planta de Bombeo sigue el trayecto del Gran Canal y los túneles de Tequisquiatic, mientras que en época de

lluvias debido a la insuficiencia del Gran Canal, este requiere alivios que realiza por medio de captaciones hacia el Sistema de Drenaje Profundo, lo cual genera que la operación de la Planta de Bombeo y el Gran Canal sea antieconómica, ya que como se mencionó anteriormente la operación de la planta es costosa para elevar el flujo hasta el Gran Canal y para que posteriormente dicho flujo sea descargado a una profundidad mayor a la que llega en la Planta de Bombeo.

Por tal razón se propone realizar una captación ubicada aguas arriba de la descarga del colector 7 en la Planta de Bombeo No. 3, para que en época de lluvias esta última no funcione, salvo en casos extraordinarios en los que el Interceptor Oriente se encuentre saturado. De esta manera se debe construirse una caja de derivación que permita controlar el caudal se pretenda descargar hacia el Interceptor Oriente y hacia la planta de Bombeo, con lo cual se reducen los costos de operación de la planta y además se pueden realizar trabajos de mantenimiento a ésta.

### **Planta de Bombeo No. 3**

Esta planta se localiza sobre la margen izquierda del Gran Canal, en la calle Prolongación Albañiles, cuenta con cuatro equipos de bombeo que dan una capacidad conjunta de 5.1 m<sup>3</sup>/s.

A esta planta descargan sus caudales los colectores que integran el Sistema Colector 7 de la red primaria de drenaje, para ello el caudal transportado se hace pasar por una lumbrera de rejillas, para después llegar al cárcamo de bombeo y posteriormente ser bombeado hacia el Gran Canal.

### **Sistema Colector 7**

Este sistema se localiza en el centro de la delegación Venustiano Carranza, está limitado al norte por la Av. del Trabajo, al sur por la Central de Autobuses TAPO, al oriente por la calle Albañiles y al poniente por la Av. Eduardo Molina, por lo que comprende las colonias: 7 de julio, Progresista, Madero y Ampliación Penitenciaria.

Los colectores que lo integran son el 7 y el Cerillera, el primero de éstos tiene una longitud aproximada de 2,270 m y diámetro variable de 0.60 a 1.52 m, mientras que el segundo colector tiene una longitud aproximada de 590 m y diámetro variable de 0.60 a 0.91 m. La zona drenada por dicho sistema abarca una superficie de 93 Ha, la cual es totalmente urbana. El colector No. 7 descarga en la Planta de Bombeo, mientras que el colector cerillera se conecta con éste en el cruce de la calle Albañiles y Cerillera (ver figura III.1.5)

### **Obra de Captación No. 3**

Esta obra recibirá durante época de lluvias las aportaciones que actualmente llegan a la Planta de Bombeo No. 3 del Gran Canal.

Con el fin de determinar el caudal con el que va a ser diseñada la captación, fue necesario realizar el análisis del funcionamiento del sistema de colectores, por lo que se hizo necesario la simulación del

tránsito de avenidas a través de sus conductos, para los periodos de retorno (Tr) de 3, 5 y 10 años, lo cual se realizó con ayuda del programa TUAVE. Dicha simulación fue realizada para la condición actual en cuanto a la población atendida, geometría de los conductos, características urbanas de la zona por drenar, y dotación asignada a ésta, así como para la condición futura en la que la población crecerá, los conductos sufrirán asentamientos diferenciales y las áreas verdes disminuirán.

Para los tres periodos de retorno, en la condición actual los gastos máximos de entrada al Sistema del Colector 7 son de 3.473, 3.967 y 4.636 m<sup>3</sup>/s, respectivamente y los gastos de salida de 2.841, 3.184 y 3.715 m<sup>3</sup>/s, lo que da una regularización del 80%. Mientras que para la condición futura los gastos máximos de entrada son de 3.488, 3.982 y 4.651 m<sup>3</sup>/s para los periodos de retorno de 3, 5 y 10 años, respectivamente y los gastos de salida de 3.107, 3.456 y 3.873 m<sup>3</sup>/s, que dan regularizaciones del 89, 87 y 83%.

Por lo tanto el gasto de diseño de la captación en la condición futura será de 3.873 m<sup>3</sup>/s correspondiente a un Tr de 10 años.

Para descargar los caudales conducidos por el Colector 7 hacia el Interceptor Oriente se propone construir una caja de derivación localizada aguas arriba de la descarga a la Planta de Bombeo No. 3, para después, por medio de un canal de aproximación (madrina) conectarse con una lumbrera localizada en la margen izquierda del Gran Canal y a su vez por medio de un tubo de desfogue realice su descarga hacia el túnel del Interceptor.

Se pretende que el canal de aproximación sea de corta longitud, de tal manera que la lumbrera se localice cerca del Cárcamo de Bombeo y tenga un diámetro de 1.52 m, cuya plantilla sea inferior a la del colector No. 7. Este canal también contará con una estructura de control que impedirá el paso de agua hacia el drenaje profundo principalmente en época de estiaje.

La plantilla del interceptor oriente en la zona cercana a la Planta de Bombeo No. 3 tiene una elevación de 2207.26 m, por lo que la altura de caída del agua desde el canal de aproximación hasta el fondo de la lumbrera de caída está en función del diámetro del tubo de desfogue, ya que éste se debe localizar al eje del túnel profundo, esto es:

$$H_{\text{caída}} = \text{Elevación de plantilla del canal de aproximación} - \text{Elevación plantilla del interceptor} \\ \text{más Radio del interceptor} - \text{Radio del tubo de desfogue}$$

En donde todas las variables son datos, excepto la elevación de plantilla del canal de aproximación y el radio del tubo de desfogue, los cuales deben proponerse.



## Diseño de la Caja de Derivación

A pesar de que la mayoría de las variables ya fueron definidas, en el presente se vuelven a incluir para mayor claridad del diseño.

### Ancho de caja:

$$La \geq Dc + 2s$$

donde:

- La longitud de la pared perpendicular al eje del colector por aliviar (m)
- Dc diámetro del colector por aliviar (m)
- S separación del paño del colector al paño interior de la caja, se recomienda que  $S \geq 0.6$  m (ver figura III.1.3.11) .

- Como:
- $S \geq 0.6$  m
  - $Dc = 1.52$  m
  - $La \geq 2.72$  m
  - $La = 2.8$  m ancho de caja**

### Longitud de caja:

$$Lb \geq 1.4 Vc (Dc / g)^{1/2}$$

donde:

- Lb distancia máxima del chorro (m)
- Vc velocidad crítica en el colector de llegada (m/s)
- G aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

Como:

$$Dc = 1.52 \text{ m}$$
$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

Para conocer la velocidad crítica, debe calcularse el tirante crítico ( $Yc$ ) a partir de la ecuación de régimen crítico dada por:

$$Q^2/g = Ac^3/Bc$$

donde:

- Q gasto ( $m^3/s$ )
- Ac área crítica ( $m^2$ )
- Bc ancho crítico de la superficie libre del agua (m)

Como:

$$Q = 3.873 \text{ m}^3/\text{s} \text{ gasto de diseño}$$

$$Q^2/g = 1.529 \text{ m}^5$$

Para un conducto circular y tirante mayor al radio de éste:

$$A_c = 1/8 [ (\theta - \text{sen } \theta) D_c^2 ]$$

$$B_c = 2 [ Y_c ( D_c - Y_c ) ]^{1/2}$$

$$\theta = 360^\circ - \alpha$$

$$\alpha = 2 \text{ sen}^{-1} [ 2 / D_c ( Y_c [ D_c - Y_c ]^{1/2} ) ]$$

donde:

$\alpha$  ángulo generado por el vértice formado por dos líneas imaginarias que unen el centro de la sección transversal del conducto circular con los puntos de unión de la superficie libre del agua y la pared interior del conducto

$\theta$  ángulo complementario de  $\alpha$

Iterando se obtiene:

Yc (m)	$\alpha$ (grad)	$\theta$ (grad)	$\theta$ (rad)	A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>c</sub> (m/s)	B <sub>c</sub> (m)	A <sub>c</sub> <sup>3</sup> /B <sub>c</sub> (m <sup>5</sup> )
0.800	173.97	186.03	3.247	0.968	4.001	1.518	0.598
0.900	158.77	201.23	3.512	1.119	3.462	1.494	0.938
1.000	143.18	216.82	3.784	1.266	3.059	1.442	1.407
<b>1.022</b>	<b>139.72</b>	<b>220.28</b>	<b>3.845</b>	<b>1.297</b>	<b>2.986</b>	<b>1.427</b>	<b>1.529</b>

Por tanto:

$$L_b \geq 1.646 \text{ m}$$

**L<sub>b</sub> = 2.80 m**, debido a que el colector madrina que se va a conectar a la caja, se pretende construir de 1.52 m de diámetro

Por especificaciones, entre la plantilla de la caja derivadora y del colector de llegada debe haber un desnivel ( $\Delta H$ ) de la mitad del diámetro del colector:

$$\Delta H = 0.76 \text{ m}$$

Como la elevación de plantilla del colector 7 es 2,222.25 msnm, la elevación de plantilla de la caja de derivación será de 2,221.49 msnm.

Debido a que la caja de control de la captación permanecerá cerrada durante la época de estiaje, para que el caudal de aguas negras siga su trayecto original hacia la Planta de Bombeo No. 3, en la caja de derivación debe colocarse una compuerta que sirva para impedir el paso de aguas combinadas hacia la Planta, durante la temporada de lluvias, excepto cuando el funcionamiento del Interceptor Oriente se encuentre comprometido.

La dimensión de la compuerta que se localizará dentro de la caja de derivación (ver fig. III.1.5.1) será de 1.52 x 1.52 m, con el objeto de obstruir el colector de 1.52 m de diámetro que se conecta con la caja de control de la Planta de Bombeo No. 3.

### Diseño de la Caja de Control

Como primer paso se definen las dimensiones generales de la caja, para posteriormente definir las correspondientes a los elementos estructurales que se localizan dentro de ella.

#### diseño geométrico

Debido a las dimensiones de la caja de derivación, se propone que la caja de control conserve el mismo ancho, para lo cual se propone un par de compuertas colocadas en muros paralelos.

Con el objeto de cumplir con la expresión que sirve para dimensionar la caja de control rectangular:

$$B = (N-1) S_c + N \times b + 2 S_p$$

donde:

- B ancho de la caja (m)
- N número de compuertas
- $S_c$  separación entre paños de compuertas, se recomienda  $S_c \geq 0.6$  m
- b ancho de compuerta (m)
- $S_p$  separación del paño de la compuerta al paño de la caja, se recomienda  $S_p \geq 0.6$  m

Se proponen compuertas de 1.52 x 1.52 m (ver tabla III.3.1)

Al momento de definir el tamaño de las compuertas se recomienda que su área hidráulica sea mayor en un 10 % como mínimo, con respecto al área del colector de llegada, con el objeto de tomar en cuenta las pérdidas de energía por el paso del flujo a través de ellas.

Como:

$$\begin{aligned} A_{comp} &= 2.310 \text{ m}^2 \text{ área hidráulica de compuertas} \\ A &= 1.815 \text{ m}^2 \text{ área hidráulica del colector de llegada} \\ A_{comp}/A &= 1.273 \end{aligned}$$

De aquí que el área hidráulica de las compuertas sea mayor a la del colector en un 27.3 %, por lo que su tamaño es adecuado, ya que en caso de emplear compuertas más pequeñas trabajarían con carga que reducen la eficiencia de funcionamiento de la captación, ya que se presenta remanso hacia aguas arriba.

Como:

$$\begin{aligned} N &= 1.00 \\ S_c &\geq 0.60 \text{ m} \end{aligned}$$

$b = 1.52 \text{ m}$   
 $Sp \geq 0.60 \text{ m}$

Por tanto:

$B = 2.72 \text{ m} < 2.80 \text{ m}$  (ancho de caja derivadora)  
 **$B = 2.80 \text{ m}$  ancho de caja de control**

### Cálculo del perfil hidráulico desde la lumbrera de caída hasta la caja de derivación

Los datos empleados son:

$Q = 3.873 \text{ m}^3/\text{s}$  gasto de diseño de la captación  
 $D = 1.52 \text{ m}$  diámetro de colector madrina (canal de aproximación)  
 $L = 4.0 \text{ m}$  longitud de colector madrina  
 $So = 0.004$  pendiente de colector madrina  
 $Lc = 4.75 \text{ m}$  longitud de caja de control  
 $bc = 2.8 \text{ m}$  ancho de caja de control  
 $La = 2.8 \text{ m}$  ancho de caja derivadora  
 $Lb = 2.8 \text{ m}$  longitud de caja derivadora  
 $n = 0.014$  coef. de rugosidad de Manning, para concreto  
 $b = 1.52 \text{ m}$  ancho de compuerta  
 $a = 1.52 \text{ m}$  altura de compuerta

Cálculo del tirante normal:

Empleando la expresión de Manning:

$$Q n / So^{1/2} = ARh^{2/3}$$

$$Q n / So^{1/2} = 0.857 \text{ m}^{8/3}$$

Iterando se obtiene:

Yn (m)	$\alpha$ (grad)	$\theta$ (grad)	$\theta$ (rad)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh <sup>2/3</sup>	ARh <sup>2/3</sup>
1.022	139.724	220.276	3.845	1.297	2.922	0.582	0.755
1.040	136.764	223.236	3.896	1.323	2.961	0.584	0.773
<b>1.127</b>	<b>122.173</b>	<b>237.827</b>	<b>4.151</b>	<b>1.443</b>	<b>3.155</b>	<b>0.594</b>	<b>0.857</b>

Cálculo desde la lumbrera de caída hasta la caja de control, por medio del Método de Incrementos Finitos.

Determinación del régimen del flujo:

Aprovechando la tabla empleada para el cálculo del tirante crítico para un gasto de  $3.873 \text{ m}^3/\text{s}$  y un diámetro de  $1.52 \text{ m}$ .



$Y_c = 1.022$  m tirante crítico  
 $V_c = 2.986$  m/s velocidad crítica  
 $A_c = 1.297$  m<sup>2</sup> área crítica  
 $P_c = 2.922$  m perímetro hidráulico crítico  
 $R_{hc} = 0.444$  m radio hidráulico crítico  
 $S_c = [(Q_n)/(A_c R_{hc}^{2/3})]^2$  pendiente hidráulica crítica

Por tanto:  $S_c = 0.005$

Como  $S_o = 0.004 < S_c = 0.005$ , se tiene régimen subcrítico, por lo que el cálculo se hará de aguas abajo hacia aguas arriba, presentándose un perfil M2.

El cálculo se inicia a partir del tirante crítico ( $Y_c = 1.022$  m):

Y (m)	$\alpha$ (grad)	$\theta$ (grad)	$\theta$ (rad)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	$R_h^{2/3}$	V (m/s)
1.022	139.724	220.276	3.845	1.297	2.922	0.582	2.986
1.031	138.275	221.725	3.870	1.310	2.941	0.583	2.957
1.040	136.819	223.181	3.895	1.323	2.960	0.584	2.928
1.049	135.356	224.644	3.921	1.335	2.980	0.586	2.901
1.058	133.885	226.115	3.946	1.348	2.999	0.587	2.873
1.064	132.902	227.098	3.964	1.356	3.012	0.587	2.856

(continuación)

$V^2/2g$ (m)	E (m)	Sf	Sf <sub>prom</sub>	$\Delta E$ (m)	$\Delta X$ (m)	$\Sigma X$ (m)	Plantilla (msnm)	Agua (msnm)
0.454	1.476142	0.005161				0.000	2,221.470	2,222.492
0.446	1.476293	0.005039	0.0051	-0.000151	0.137	0.137	2,221.471	2,222.501
0.437	1.476741	0.004921	0.0050	-0.000448	0.457	0.595	2,221.472	2,222.512
0.429	1.477474	0.004809	0.0049	-0.000733	0.847	1.442	2,221.476	2,222.524
0.421	1.478481	0.004701	0.0048	-0.001007	1.333	2.775	2,221.481	2,222.539
0.416	1.479297	0.004632	0.0047	-0.000817	1.225	4.000	2,221.486	2,222.550

Por lo que el tirante presentado 4.00 m aguas arriba de la caída (dentro del colector madrina) es:

$$Y = 1.064 \text{ m}$$

Cálculo del tirante dentro de la caja de control:

Planteando la Ecuación de la Energía entre un punto localizado al inicio del colector madrina (1) y otro localizado aguas abajo de la segunda compuerta (2) (ver figura III.1.5.2):

$$E2 = E1$$

Esto es:  $Y2 + V2^2/2g = Y1 + V1^2/2g + \Sigma hc$

$Y2$  tirante aguas abajo de la segunda compuerta  
 $V2^2/2g$  carga de velocidad en el punto (2)  
 $Y1 = 1.064 \text{ m}$  tirante en el punto (1)  
 $V1^2/2g = 0.416 \text{ m}$  carga de velocidad en el punto (1)  
 $\Sigma hc = K V2^2/2g$  pérdida local por contracción  
 $K = 0.1$  coeficiente de pérdida por contracción en canal rectangular según, Formica (Referencia 8)

Entonces:  $\Sigma hc = 0.042 \text{ m}$

$$E1 = Y1 + V1^2/2g + \Sigma hc = 1.521 \text{ m energía en el punto (1)}$$

Proponiendo valores de tirantes en el punto (2), mayores a  $Y1$ , hasta igualar energías:

Y2 (m)	A2 (m <sup>2</sup> )	V2 (m/s)	V2 <sup>2</sup> /2g (m)	E2 (m)
1.080	3.024	1.281	0.084	1.164
1.200	3.360	1.153	0.068	1.268
1.476	4.133	0.937	0.045	1.521

$$Y2 = 1.476 \text{ m}$$

$$\text{Elev. del agua} = 2,222.97 \text{ msnm}$$

Como el tirante aguas abajo de la segunda compuerta  $Y2 = 1.476 \text{ m} < a = 1.52 \text{ m}$ , por tal razón la descarga a través de ésta es libre.

Debido a lo anteriormente explicado, para calcular el tirante presentado aguas arriba de la segunda compuerta, se aplica la siguiente expresión:

$$hc = kc [Q^2 / (2g Ac^2)] \quad (\text{ver tema III.1.3})$$

Por lo que:

$$Y3 = Y2 + hc \quad \text{tirante aguas arriba de la segunda compuerta}$$

$$kc = 0.500$$

$$Ac = 4.133 \text{ m}^2$$

$$hc = 0.022 \text{ m}$$

$$Y3 = 1.499 \text{ m}$$

$$\text{Elev. del agua} = 2,222.99 \text{ msnm}$$

Revisando la velocidad del agua a través de las compuertas, se tiene:

$$V = Q / A_{hc}$$

donde:

V	velocidad de agua a través de compuertas (m/s)
Q	gasto de diseño (m <sup>3</sup> /s)
A <sub>hc</sub> = Y3 x b	área hidráulica de compuerta (m <sup>2</sup> )

Por tanto:

$$A_{hc} = 2.278 \text{ m}^2$$

$$V = 1.700 \text{ m/s} \quad \text{menor que la velocidad máxima permisible de 7 m/s, cuando se emplean concretos con una } F'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Como  $Y3 = 1.499 \text{ m} < a = 1.52 \text{ m}$ , esta compuerta trabaja sin carga, lo cual es conveniente ya que no se pierde eficiencia al presentarse remansos hacia aguas arriba.

Para calcular el tirante aguas arriba de la primer compuerta (Y4) se emplea la expresión anterior, por lo que:

$$Y4 = Y3 + h_c$$

$$h_c = k_c [Q^2 / (2g A_c^2)]$$

$$k_c = 0.500$$

$$A_c = 4.196 \text{ m}^2$$

$$h_c = 0.022 \text{ m}$$

$$Y4 = 1.520 \text{ m}$$

$$\text{Elev. de agua} = 2,223.010 \text{ msnm}$$

Revisando la velocidad del agua a través de las compuertas, se tiene:

$$V = 1.676 \text{ m/s} < 7 \text{ m/s.}$$

De esta manera, como el nivel del agua está por debajo de la altura de las compuertas, el control se sigue conservando en la caída a la lumbrera.

A continuación se calculan las pérdidas a lo largo del cambio de dirección de la caja de control hacia la de derivación, para lo cual se emplea la ecuación de la energía entre dos secciones, una dentro de la caja de control (4) y otra en la de derivación (5) (ver figura III.1.5.2):

Esto es:  $E5 = E4$

$$Y5 + V5^2 / 2g = Y4 + V4^2 / 2g + \Sigma h_d$$

Y5

tirante dentro de la caja de derivación

$$V5^2/2g$$

$$Y4 = 1.520 \text{ m}$$

$$V4^2/2g = 0.042 \text{ m}$$

$$\Sigma hd = kd V4^2/2g$$

carga de velocidad en el punto (5)  
 tirante aguas arriba de la primer compuerta  
 carga de velocidad en el punto (4)  
 pérdida por cambio de dirección

donde:

$$kd = 2b / rc$$

coeficiente de pérdida por cambio de dirección, según Mockmore en la que "b" es el ancho del canal y "rc" el radio de curvatura

$$rc = \Delta x \tan \theta/2$$

donde  $\theta$  es el ángulo de curvatura y  $\Delta x$  es la distancia que hay desde el vértice formado por la unión de la caja de control y de derivación, hasta el sitio de interés (sección 5)

Para este caso la sección (5) se localizará a la mitad del ancho de la caja de derivación, por lo que  $\Delta x$  es de 1.40 m y  $\theta$  es de  $160^\circ$  (ver fig. III.1.5.1)

Por tanto:  $rc = 7.928 \text{ m}$

$$kd = 0.706$$

$$\Sigma hd = 0.030 \text{ m}$$

$$E4 = Y4 + V4^2/2g + \Sigma hd = 1.592 \text{ m} \quad \text{energía total presentada en el punto (4)}$$

Proponiendo valores de tirantes en el punto (5), mayores a Y4, hasta igualar energías:

Y5 (m)	A5 (m <sup>2</sup> )	V5 (m/s)	V5 <sup>2</sup> /2g (m)	E5 (m)
1.530	4.284	0.904	0.042	1.572
1.540	4.312	0.898	0.041	1.581
1.551	4.344	0.892	0.041	1.592

Por lo que:  $Y5 = 1.551 \text{ m}$

$$\text{Elev. agua} = 2,223.04 \text{ msnm}$$

Debido a que el tirante crítico en el colector 7 tiene una elevación de 2,223.27 msnm y a que el tirante presentado dentro de la caja de derivación está por debajo de éste en 23.0 cm, dicho colector sigue descargando con el tirante crítico.

### Elevación de la cresta del vertedor

Para definir la altura del vertedor, se debe tomar en cuenta el gasto de aguas residuales que transporta el colector durante época de estiaje, ya que en esta temporada el flujo seguirá su trayecto que tenía hasta antes de la construcción de la captación al drenaje profundo.

Partiendo de una sección de control localizada aguas abajo del colector por aliviar, es decir de la unión del colector con la lumbrera de control de la Planta de Bombeo, se debe calcular el gradiente

hidráulico hacia aguas arriba, hasta llegar a la caja de control, de modo que el nivel alcanzado en ésta define la elevación mínima del vertedor.

Como el gasto de aguas residuales es menor que el gasto de diseño de la captación y además este último es pequeño, por tal razón la cresta del vertedor se verá regida por la altura de las compuertas y no por el perfil del agua residual calculado hasta la caja de control.

Para definir el gasto de aguas residuales se emplea la siguiente expresión:

$$Q_{AR} = (CRAN \times \text{Dotación} \times \text{Población} / 86,400) / 1000$$

donde:	$Q_{AR}$	gasto de aguas residuales ( $m^3/s$ )
	CRAN	coeficiente de retorno de aguas negras, 0.80
	Dotación	cantidad de agua que se asigna a cada habitante (lt/hab/día)
	Población	número de habitantes beneficiados por el sistema de captación (hab)
	86,400	segundos que tiene un día (s/día)

De esta manera, la elevación de la cresta del vertedor se obtiene de la siguiente forma:

Elevación de plantilla de la caja de control:

$$E_{pcc} = 2,221.49 \text{ msnm}$$

Altura de compuerta:

$$a = 1.52 \text{ m}$$

Se propone que el muro vertedor tenga el doble de la altura de la compuerta, para protección de la misma, esto es:

$$\text{Elev. muro vertedor: } E_{mv} = E_{pcc} + 2(a)$$

$$E_{mv} = 2,224.53 \text{ msnm}$$

Cabe mencionar que por recomendaciones de diseño, los 30 cm superiores del muro vertedor se construirán con hiladas de tabique, para que de esta manera se puedan hacer ajustes a la altura de cresta (ver figura III.1.5.2).

Para determinar si la elevación de la cresta vertedora es adecuada, se debe calcular la carga hidráulica sobre ella, para lo cual debe considerarse un gasto correspondiente a una tercera parte del gasto de diseño.

De esta forma:

$$Q_{dv} = Q / 3 \quad \text{gasto de diseño del vertedor}$$

$$Q_{dv} = 1.291 \text{ m}^3/\text{s}$$

La expresión para determinar la carga hidráulica es la siguiente:

$$H = [ Q_{dv} / ( C_d L ) ]^{2/3}$$

donde: H carga sobre el vertedor (m)  
Cd coeficiente de descarga del vertedor, se recomienda de 1.75  
L longitud de la cresta vertedora (m), igual al ancho de la caja de control "bc"

Como:

$$L = 2.8 \text{ m}$$
$$Cd = 1.75 \text{ m}^{1/2}/s$$

Por tanto: H = 0.411 m

Si al valor de la carga hidráulica le sumamos la elevación de la cresta del vertedor, obtenemos la elevación del agua sobre el vertedor que al compararla con la elevación del terreno natural se determina si hay problemas de desbordamiento en la caja de control.

Elevación de carga hidráulica:  $Ech = Emv + H$

$$Ech = 2,224.94 \text{ msnm}$$

Mientras:  $Etn = 2,229.27 \text{ msnm}$  Elevación de terreno natural

La diferencia dada entre ambos niveles es:

$$\Delta h = Etn - Ech$$

$$\Delta h = 4.33 \text{ m}$$

De esta manera se observa que no hay riesgo de desbordamiento aunque se presente un gasto un poco mayor a un tercio del gasto de diseño.

### **Diseño de la lumbrera de caída**

Debido a la evolución que han sufrido las captaciones al drenaje profundo, se realizará el diseño de una captación a base de caída libre con conexión tangencial a la pared de la lumbrera y con tubo de desfogue, dado que el gasto al igual que la altura de caída son relativamente bajos ( $3.873 \text{ m}^3/s$  y  $11.96 \text{ m}$ , respectivamente) y a que adicionalmente es la más económica.

La conexión del tubo de desfogue con el drenaje profundo se realizará al centro de este último y la plantilla del tubo de desfogue se ubicará a la misma elevación que la del fondo de la lumbrera de caída.

### **Selección del arreglo Lumbrera - Tubos de desfogue**

Para definir el arreglo de lumbrera con tubo de desfogue se emplearon las gráficas experimentales de captaciones a base de caída libre con cimacio circular en la descarga, ya que el de conexión tangencial a la lumbrera es de los más recientes, pero que ya ha sido aplicado en obras tales como la Captación del Colector Plutarco E. Calles, presentando buenos resultados en su funcionamiento.

El ángulo de entrada del tubo de desfogue con respecto al Interceptor Oriente se propone de  $30^\circ$ , mientras que el formado entre el eje del colector madrina y el tubo de desfogue será de  $210^\circ$  como se muestra en la figura III.1.5.1.

Dichos ángulos fueron elegidos con base en las recomendaciones presentadas en el capítulo II y a restricciones de espacio.

Datos:

$Q = 3.873 \text{ m}^3/\text{s}$	gasto de diseño de la captación
$D_l = 3.3 \text{ m}$	diámetro de lumbrera de caída (propuesto)
$H = 11.96 \text{ m}$	altura de caída del agua
$D_T = 5.00 \text{ m}$	diámetro del túnel profundo

Revisión para la condición de túnel lleno (descarga ahogada).

Determinación del diámetro del tubo de desfogue:

$$D_s \geq [4 Q / (3.1416 V)]^{1/2}$$

donde:

$Q$	gasto de diseño ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
$D_s$	diámetro de tubo de desfogue
$V$	velocidad máxima permisible de $7 \text{ m/s}$ , si $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Como en la construcción de las estructuras se propone emplear concreto con una resistencia a la compresión simple a los 28 días ( $f'c$ ) de  $250 \text{ kg/cm}^2$ , se tiene:

$$V = 7.00 \text{ m/s}$$
$$D_s \geq 0.839 \text{ m}$$

Por tanto:  $D_s = 0.91 \text{ m}$  diámetro comercial para tubo de desfogue

Revisando la velocidad en el tubo de desfogue:

$$V_s = 5.955 \text{ m/s} < 7.00 \text{ m/s}$$

Como:  $D_l = 3.3 \text{ m} > D_s = 0.91 \text{ m}$ , las dimensiones son congruentes.

Área equivalente de los tubos de desfogue:

Debido a que se propone sólo un tubo de desfogue,  $D_s = D_e$  (ver capítulo III.)

$D_e = 0.91 \text{ m}$	diámetro equivalente de los tubos de desfogue
$A_e = 0.650 \text{ m}^2$	área equivalente de los tubos de desfogue

Cálculo del coeficiente de descarga para la condición de túnel lleno:

$$C_d = Q / A_e [2g (H+E_c-H_T)]^{1/2}$$

donde:

H	altura de caída (m)
g	aceleración de la gravedad (m/s <sup>2</sup> )
$E_c = Y_c + V_c^2/2g$	energía específica al final del colector madrina (m)
$H_T$	tirante de agua dentro del túnel, que se considera igual al diámetro de éste para la condición de túnel lleno (m)

Aprovechando los datos del cálculo del perfil hidráulico en el colector madrina, se tiene:

$Y_c = 1.022$ m	tirante crítico en el colector madrina
$V_c = 2.986$ m/s	velocidad crítica en el colector madrina
$V_c^2/2g = 0.454$ m	carga de velocidad crítica en el colector madrina

Por lo que:  $E_c = 1.476$  m

$$H_T = 5.00 \text{ m}$$

De esta manera:

$C_d = 0.463$  coeficiente de descarga, para túnel lleno

Obtención del parámetro  $Dl H_s / D_e^2$

$H_s = 0.455$  m desnivel de la plantilla de la lumbrera de caída al centro del tubo de desfogue

$$Dl H_s / D_e^2 = 1.81$$

Obtención del parámetro  $C_d H_s / D_e$

$$C_d H_s / D_e = 0.231$$

Empleando la gráfica de obtención de "He" correspondiente a la condición de túnel lleno (figura III.1.3.21), se obtiene:

$\phi = 0.93$  Parámetro que considera las pérdidas de fricción en el tubo de desfogue

Cálculo del colchón de agua "He" dentro de la lumbrera de control:

$$H_e = H + E_c - \phi^2 (H + E_c - H_T)$$
$$H_e = 6.140 \text{ m}$$

Por lo que la altura del colchón en porcentaje de la altura de caída es:



$$\text{He} (\%) = \text{He}/\text{H}$$

$$\text{He} (\%) = 51.34 \%$$

De esta manera el arreglo lumbrera de caída - tubo de desfogue está un poco sobrado en comparación con la recomendación manejada en la página 81, por lo que estamos del lado de la seguridad para que en caso de que el gasto de diseño se vea rebasado, no se presenten problemas de desbordamiento hacia aguas arriba de la lumbrera.

La recomendación mencionada anteriormente es:

$$0.60 H \leq \text{He} \leq 0.80 H$$

Por lo que de esta manera se está muy cerca al valor inferior del rango dado en la recomendación.

Revisión para la condición de túnel vacío (descarga libre)

En este caso:

$$A_{el} = A_s + [(H + E_c - H_i) / (H + E_c - H_s)]^{1/2} \times A_i$$

donde:

$A_i = 0$ , ya que sólo se cuenta con un tubo de desfogue, por lo que no hay conducto inferior

$$A_{el} = A_s = 0.650 \text{ m}^2 \text{ área equivalente para una descarga libre del tubo de desfogue}$$

$$D_{el} = [(4 A_{el}) / \pi]^{1/2}$$

$$D_{el} = D_e = 0.91 \text{ m} \text{ diámetro equivalente para la condición de descarga libre en el tubo de desfogue}$$

Con el área equivalente  $A_{el}$  se obtiene el correspondiente coeficiente de descarga, con la siguiente expresión:

$$C_{dl} = Q / [A_{el} (2g (H + E_c - H_s))^{1/2}]$$

$$C_{dl} = 0.373 \text{ coeficiente de descarga para la condición de túnel vacío}$$

- Obtención del parámetro  $D_i H_s / D_{el}^2$

$$D_i H_s / D_{el}^2 = 1.813$$

- Obtención del parámetro  $C_{dl} H_s / D_{el}$

$$C_{dl} H_s / D_{el} = 0.187$$

Empleando la gráfica de obtención de "He" correspondiente a la condición de túnel vacío (Hel) (figura III.1.3.22) se obtiene:

$$\phi = 0.93$$

Cálculo del colchón "Hel" dentro de la lumbrera de caída:

$$\begin{aligned} \text{Hel} &= H + E_c - \phi^2 (H + E_c - H_s) \\ \text{Hel} &= 2.209 \text{ m} \end{aligned}$$

Conociendo las condiciones de funcionamiento para el caso de túnel lleno y vacío, se procede a determinar la carga de presión total  $P/\gamma$  presentada en el fondo de la lumbrera, para lo cual se requiere conocer los siguientes parámetros:

- Obtención del parámetro  $\alpha$  para la condición de túnel vacío

$$\begin{aligned} \alpha &= (H_s [(H + E_c - H_s)(H + E_c - \text{Hel})]^{1/2}) / (\text{Hel} \text{ Del}) \\ \alpha &= 2.733 \end{aligned}$$

- Obtención del parámetro  $Dl H_s / \text{Del}^2 \alpha$  para la condición de túnel vacío

$$Dl H_s / \text{Del}^2 = 1.813$$

Empleando la gráfica de obtención de "P/γ" correspondiente a la condición de túnel vacío (figura III.1.3.23), se obtiene:

$$\theta = 3.3$$

Ya conocido el parámetro  $\theta$  de la gráfica, se emplea la siguiente expresión:

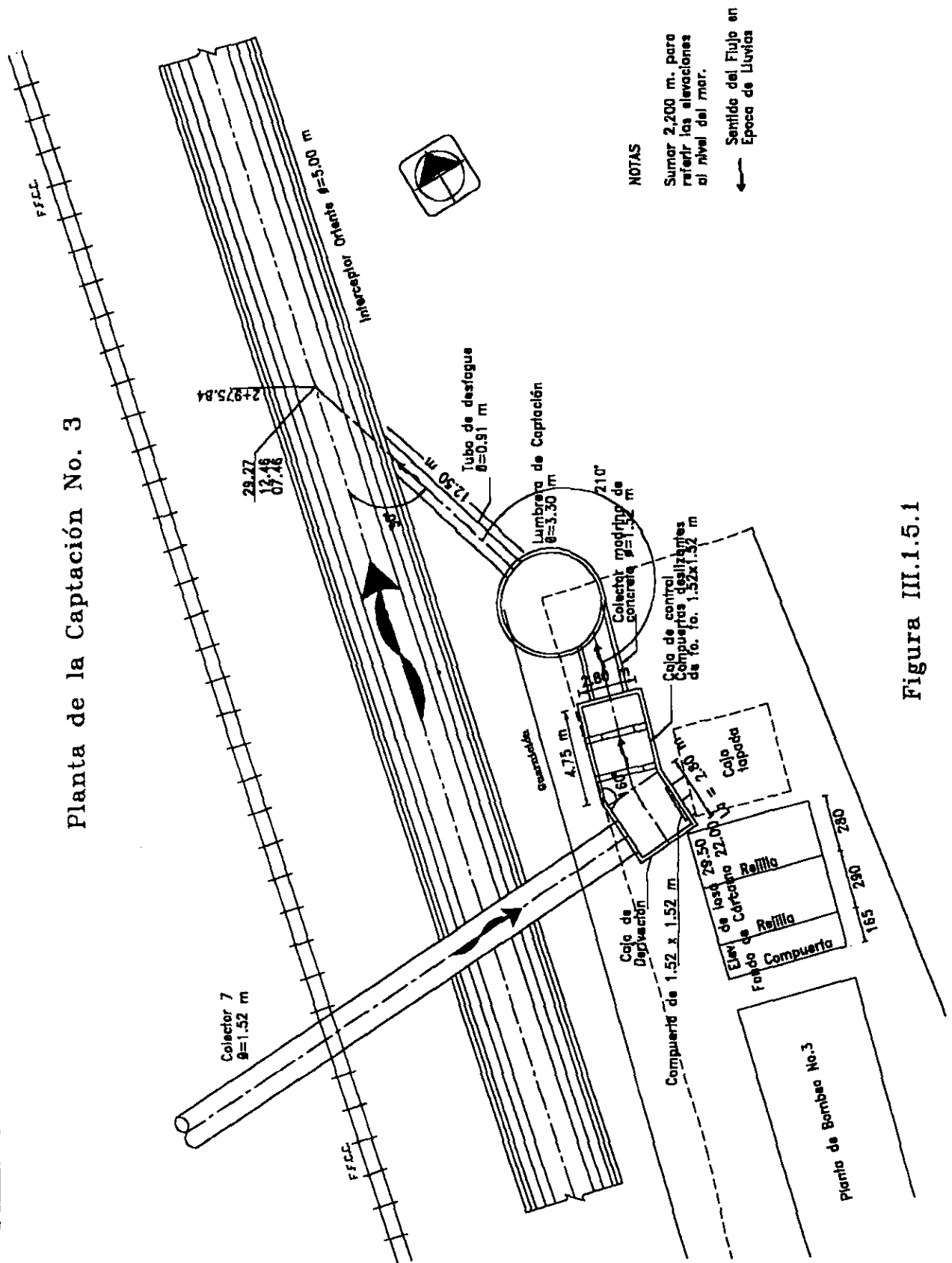
$$\begin{aligned} P/\gamma &= C d l \text{ Hel } \theta \\ P/\gamma &= 2.720 \text{ m} \quad \text{carga de presión total} \end{aligned}$$

Como se puede observar del resultado anterior, no hay mucha diferencia entre la carga estática y la presión total en el fondo de la lumbrera, ya que la altura de caída es relativamente pequeña y el gasto no es considerable.

$$P/\gamma = 2.72 > \text{Hel} = 2.209$$

En la figura III.1.5.3 se muestra el conjunto de la obra de captación de la planta de Bombeo No. 3.

# Planta de la Captación No. 3



## NOTAS

- Sumar 2,200 m. para referir las elevaciones al nivel del mar.
- ← Sentido del Flujo en Época de Lluvias

Figura III.1.5.1





### III.2.- Diseño del Modelo

Una vez realizado el diseño hidráulico de las estructuras en prototipo de la captación de la Planta de Bombeo No. 3 del Gran Canal del Desagüe, fue necesario realizar el diseño, construcción y operación de su modelo hidráulico, ya que el diseño del prototipo, correspondiente al arreglo de la lumbrera con el tubo de desfogue, fue basado en curvas experimentales de una captación de caída libre con cimacio circular en la descarga, debido a que el tipo de captación propuesto es el más reciente, pero que ya ha sido aplicado en obras reales tras ser probado en laboratorio, presentando buenos resultados.

Para poder elegir la escala del modelo más adecuada que permita el uso de las instalaciones existentes en el laboratorio de Ingeniería Experimental de Xotepingo y a su vez hacer uso de material de dimensiones comerciales, disponible en el mercado, para reducir el tiempo de construcción y su costo, se propusieron inicialmente los diámetros del colector madrina, lumbrera de caída y tubo de desfogue en el modelo, revisándose además si la rugosidad era adecuada.

En el prototipo, el colector madrina tiene un diámetro de 1.52 m y es de concreto; un tubo de lucita o acrílico de 13.5 cm (comercial) puede representarlo satisfactoriamente en el modelo si se emplea la siguiente escala línea:

$$L_e = \frac{152}{13.5} = 11.26$$

De esta manera, el diámetro de la lumbrera de caída, así como del tubo de desfogue, que en prototipo son respectivamente de 3.30 m y 0.91 m, queda representado en el modelo por un diámetro de:

$$D_m = \frac{330.0}{11.26} = 29.50 \text{ cm}$$

$$D_m = \frac{91.0}{11.26} = 8.10 \text{ cm}$$

Las escala de gastos, velocidades y rugosidades, dado que se trata de un problema a superficie libre en el que la fuerza de gravedad es la preponderante, y por tanto tiene influencia el número de Froude, serían respectivamente:

$$Q_e = L_e^{5/2} = 425.45$$

$$V_e = L_e^{1/2} = 3.36$$

$$n_e = L_e^{1/6} = 1.49$$

De este modo el gasto de diseño, en prototipo, que corresponde a 3.873. m<sup>3</sup>/s, queda representado en el modelo por un gasto de:

$$Q_m = \frac{3,873}{425.45} = 9.10 \text{ l/s}$$

El cual es un gasto factible de proporcionar con las instalaciones existentes en el Laboratorio de Ingeniería Experimental de Xotepingo de la DGCOH.

Como el gasto de 9.10 l/s será proporcionado por un tanque de aforo con vertedor triangular de pared delgada con un ángulo en el vértice de 90°, la carga máxima aproximada sobre la cresta del vertedor puede calcularse mediante la expresión de Gourley y Crimp, la cual es válida para ángulos  $\theta$  de 45°, 60° y 90°:

$$h_{max} = \left( \frac{Q}{1.32 \tan(\theta / 2)} \right)^{1/2.48}$$

donde:

- $h_{max}$  carga hidráulica sobre el vertedor (m)
- Q gasto por proporcionar (m<sup>3</sup>/s)
- $\theta$  ángulo del vertedor

De esta manera:

$$h_{max 90^\circ} = \left( \frac{0.0091}{1.32 \tan(45)} \right)^{1/2.48} = 0.134 \text{ m} = 13.4 \text{ cm}$$

Por otro lado la rugosidad del prototipo es de  $n_p = 0.014$ , correspondiente al concreto, por lo que la rugosidad en el modelo debe ser:

$$n_m = \frac{0.014}{1.49} = 0.0094$$

La cual puede ser proporcionada con materiales plásticos como el acrílico.

El modelo fue construido en acrílico de 6.00 mm de espesor, con el objeto de representar la rugosidad requerida y a su vez poder apreciar el comportamiento del flujo dentro de cada una de las estructuras. Todas las piezas de acrílico se asentaron y nivelaron sobre bases preparadas de mampostería, cuyas elevaciones se dieron con ayuda de un tránsito y estadal graduado al milímetro.

Una vez construido el modelo se realizaron una serie de experimentos, para de esta manera comprobar si el análisis teórico proporcionado en los "Manuales de Diseño de Captaciones" es aplicable al más reciente tipo de captaciones a base de caída libre, es decir, al que se liga tangencialmente el colector madrina con la lumbrera. Por tanto, como primer paso se hizo la calibración de vertedor con ayuda del limnómetro y el cilindro de acrílico que se localizan afuera del tanque de aforo. Se determinó la Tara

del vertedor (elevación de la cresta), y a partir de ella se conoció la carga sobre el vertedor y el gasto descargado.

De esta manera se construyó la curva de elevaciones – gastos (figura III.2.1) correspondiente al vertedor, con el objeto de verificar que las mediciones fueran confiables, para lo cual se empleó la expresión de la Universidad Católica de Chile dada por:

$$Q = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan(\theta / 2) \mu K h^{3/2}$$

$Q$	gasto descargado por el vertedor ( $m^3/s$ )
$\theta$	ángulo formado en el vértice del vertedor
$\mu$	coeficiente de gasto, que depende de $h$ y $\theta$
$h$	carga hidráulica sobre la cresta del vertedor (m)
$K$	coeficiente experimental, que depende del ancho de superficie libre sobre el vertedor y la carga hidráulica sobre éste.

La serie de pruebas consistió en las siguientes condiciones de funcionamiento:

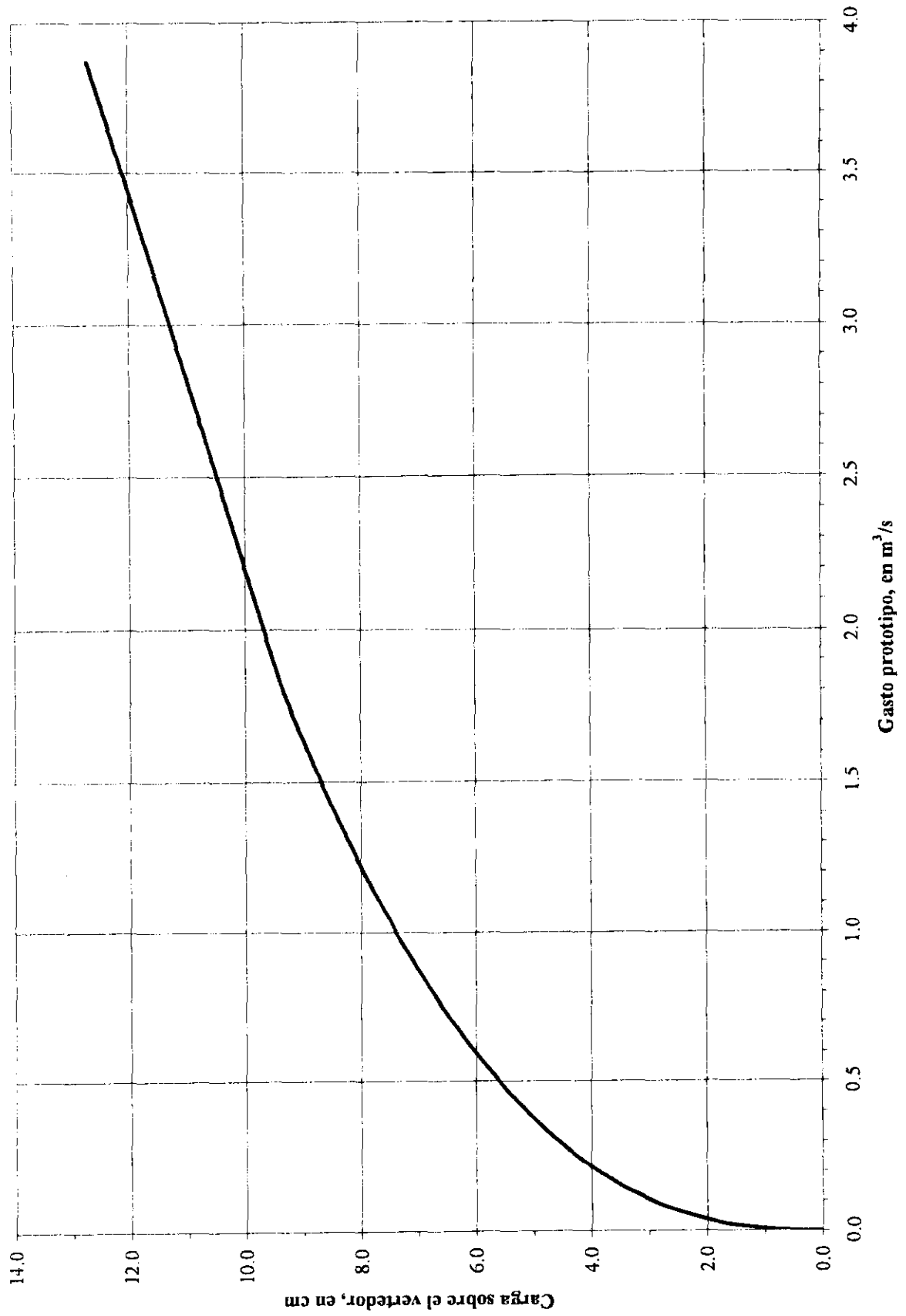
- 1.- Condición de diseño, proporcionando un gasto de 9.10 l/s el cual es equivalente a 3.873  $m^3/s$ .
- 2.- Condición en que se suministra un gasto correspondiente a tres cuartas partes del de diseño, de 6.82 l/s (2.91  $m^3/s$ , en prototipo).
- 3.- Condición en que se suministra un gasto correspondiente a la mitad del de diseño, de 4.55 l/s (1.93  $m^3/s$ , en prototipo).
- 4.- Condición en que se suministra un gasto correspondiente a una cuarta parte del de diseño, de 2.28 l/s (0.97  $m^3/s$ , en prototipo).

Las cuatro pruebas realizadas estuvieron asociadas a la condición de funcionamiento vacío del Túnel Interceptor Oriente, ya que esta es la condición más desfavorable al no contar con un colchón dentro de la lumbrera, para recibir las primeras descargas del colector madrina, y a que para la condición de túnel lleno, el funcionamiento crítico de la captación está asociado con el colchón formado dentro de la lumbrera, para que éste no sobrepase la plantilla del colector madrina que propicie el remanso y derrames por los pozos localizados aguas arriba de la captación, lo cual es poco probable que se presente en esta captación, ya que del cálculo hidráulico presentado en el subcapítulo III.1.5, se observó que la lumbrera está un poco sobrada en cuanto a dimensiones.

Por otra parte, para registrar los niveles piezométricos del agua dentro de la lumbrera, se instalaron en su losa de fondo una serie de piezómetros conectados a un tablero graduado al milímetro, en el que se midió la variación de presiones registradas en un mismo punto dentro de la lumbrera, de las cuales se tomó como representativa a la presión promedio.



Figura III.2.1.- Curva E-Q para vertedor de 90°  
Modelo de la Captación de la P.B. No. 3 del G.C.D. al I.O (Esc. 1:11.26)



Adicionalmente se midió el tirante presentado en la descarga del colector madrina el cual corresponde al crítico

De la serie de pruebas realizadas al modelo se aprecian los siguientes fenómenos relacionados con el incremento del gasto descargado en la lumbrera:

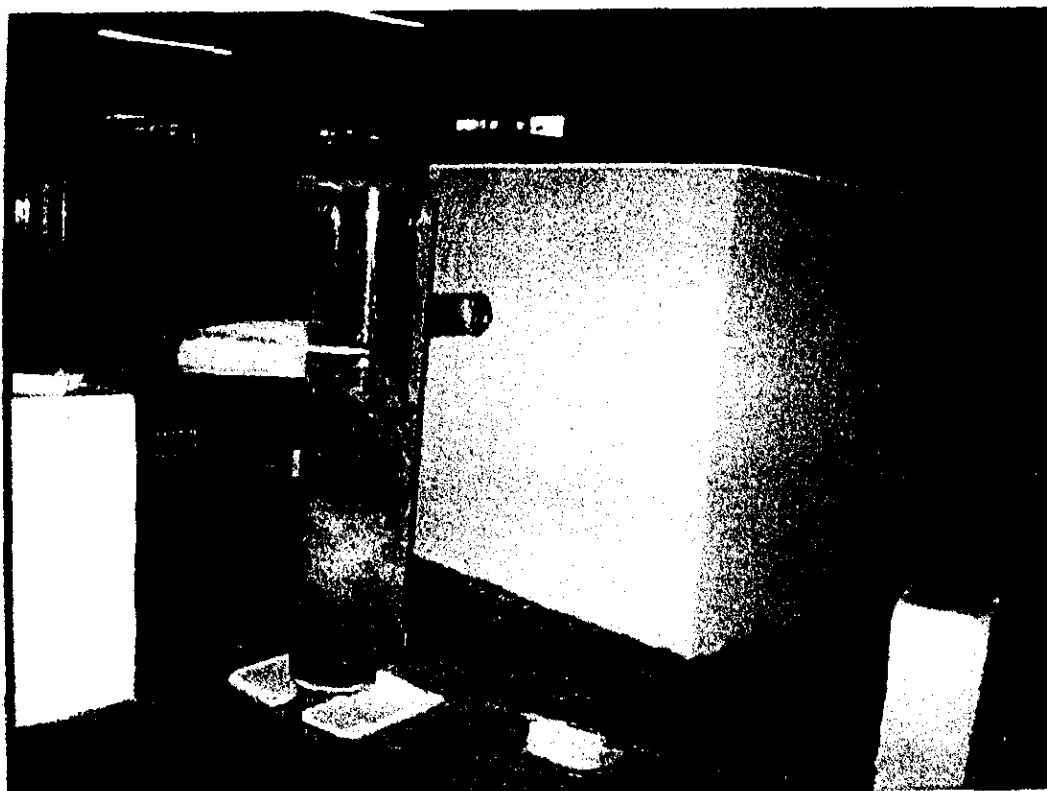
Se incrementa la turbulencia dentro de ésta, provocada por la generación de burbujas de aire al chocar el chorro descargado con el colchón formado en la lumbrera.

El flujo descargado por el colector madrina se pega más a la pared de la lumbrera, formándose un flujo helicoidal hasta llegar a la superficie libre del colchón.

Se incrementan las pérdidas de energía por el paso del flujo procedente de la caja de control hacia el colector madrina, debido a la contracción del área hidráulica, lo cual provoca inestabilidad del perfil hidráulico dentro del colector madrina, que no es de consideración.

La cantidad de aire arrastrado por el tubo de desfogue aumenta.

En la siguiente foto se presenta el modelo funcionando con el gasto de diseño:



Los resultados obtenidos de las pruebas se presentan en la siguiente tabla resumen:

Prueba No.	Gasto en prototipo (m <sup>3</sup> /s)	Tirante en descarga (m)	Colchón en lumbrera (H <sub>a</sub> ) (m)
1	3.87	0.99	4.50
2	2.91	0.86	3.60
3	1.93	0.70	2.98
4	0.97	0.50	1.80

De la prueba No. 1 se puede apreciar que hay una diferencia de  $\Delta H = (4.50 - 2.09) = 2.41$  m entre el nivel del colchón hidráulico dentro de la lumbrera, calculado en forma teórica y el medido experimentalmente. Por lo que puede concluirse que para una captación con conexión tangencial a la pared de la lumbrera, se presenta una mayor regulación dentro de la lumbrera, en comparación con una captación de caída libre con cimacio circular, de la cual surgieron las gráficas experimentales que sirvieron de base para el diseño hidráulico de la presente captación.

De esta manera se tuvo que revisar si el colchón hidráulico (H<sub>e</sub>) medido experimentalmente se encuentra dentro del rango recomendado en el diseño de captaciones, es decir, entre el 60 y el 80% de la altura de caída (H), obteniéndose:

$$\frac{H_e}{H} = \frac{4.50}{11.96} = 0.38 = 38\%$$

Por lo que a pesar del aumento del colchón dentro de la lumbrera, ésta sigue estando sobrada en sus dimensiones, haciendo poco probable el riesgo de que dicho colchón llegue a sobrepasar la elevación de plantilla del colector madrina en la condición de tubo lleno.

Con los resultados de las pruebas se graficó la línea de comportamiento de la captación en estudio, la cual se superpuso a la figura III.1.3.22, que pertenece a los Manuales de Diseño de Captaciones, para observar si existe correspondencia, de esta forma se elaboró la figura III.2.2. Para realizar dicha figura se tomaron como base los resultados obtenidos para cada una de las pruebas realizadas al modelo y que fueron convertidos a las condiciones del prototipo, para lo cual se realizaron los siguientes cálculos:

En primer lugar se calculó la energía de descarga (crítica) hacia la lumbrera, a partir del tirante (Y<sub>c</sub>) presentado al final del colector madrina:

$$E_c = Y_c + \frac{V_c^2}{2g}$$

Después se calculó el coeficiente de descarga del tubo de desfogue en función de la energía obtenida en el párrafo anterior, de la altura de caída y de las características del propio tubo de desfogue:

$$C_{dt} = \frac{Q}{A_{et} \sqrt{2g(H + Ec - H_s)}}$$

Una vez calculado el coeficiente de descarga se obtuvieron los parámetros  $\phi$ ,  $D H_s / D_{et}^2$  y  $C_{dt} H_s / D_{et}$ , los cuales dependen de todas las variables empleadas en los párrafos anteriores y de la altura del colchón hidráulico presentado dentro de la lumbrera:

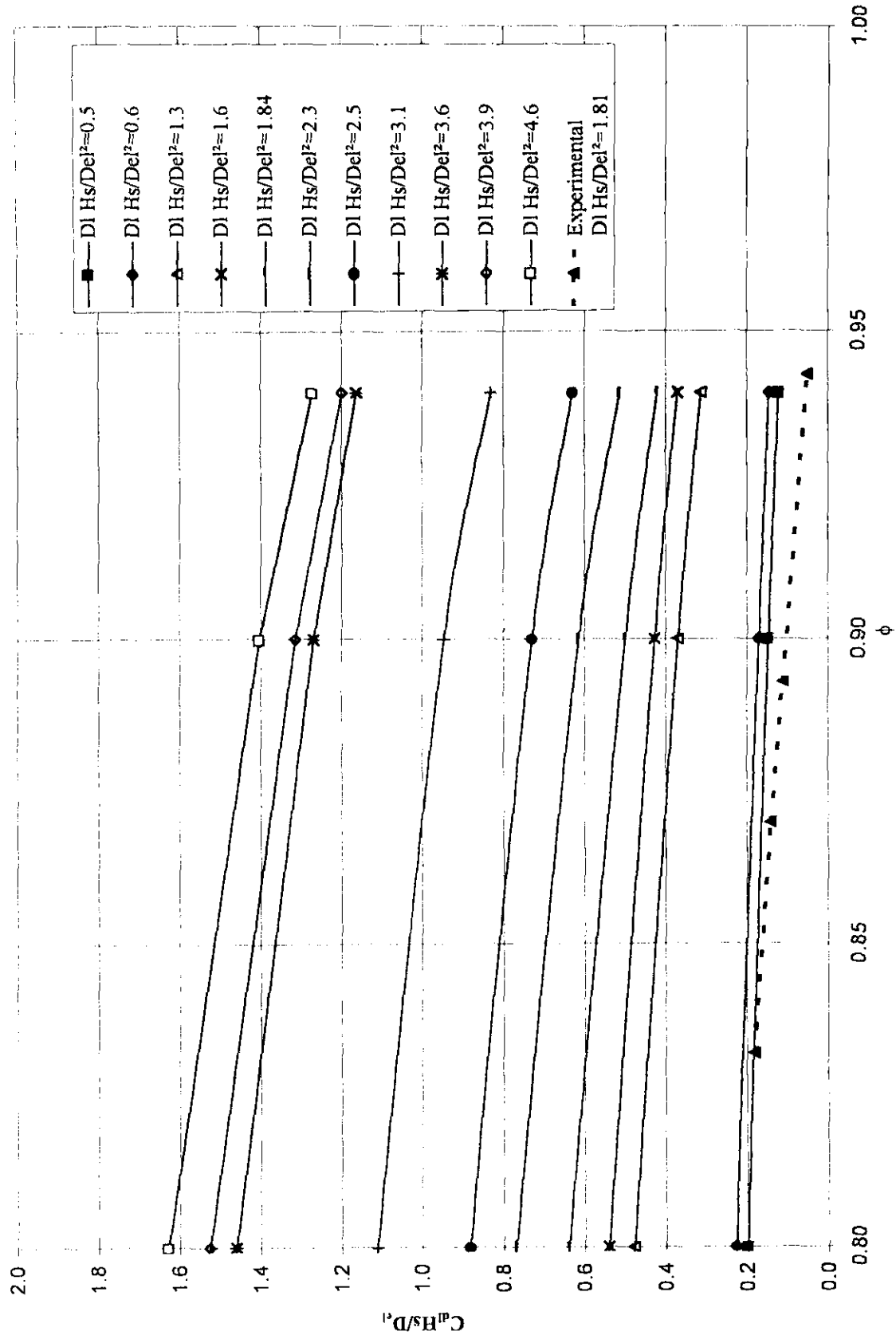
$$\phi = \sqrt{\frac{H + Ec - H_{el}}{H + Ec - H_s}}$$

El resumen de resultados se muestra en la siguiente tabla:

Prueba No.	Q (m <sup>3</sup> /s)	Yc (m)	Ec (m)	(H <sub>el</sub> ) (m)	C <sub>dt</sub>	$\phi$	$\frac{D H_s}{D_{et}^2}$	$\frac{C_{dt} H_s}{D_{et}}$
1	3.87	0.99	1.48	4.50	0.370	0.830	1.81	0.185
2	2.91	0.86	1.30	3.60	0.282	0.868	1.81	0.141
3	1.93	0.70	0.99	2.98	0.189	0.892	1.81	0.095
4	0.97	0.50	0.70	1.80	0.101	0.943	1.81	0.051

Al sustituir los tres últimos parámetros de la tabla en la figura III.1.3.22, la cual es una gráfica que permite calcular la altura del colchón hidráulico dentro de la lumbrera de caída para una captación a base de caída libre con cimacio circular, se aprecia que no existe correspondencia con la gráfica, con lo cual se puede distinguir que el funcionamiento hidráulico en la lumbrera de caída y tubo de desfogue para el nuevo tipo de captación es diferente al de caída libre con cimacio circular, a pesar de contar ambos con igualdad de dimensiones en sus elementos. De la comparación de resultados obtenidos para el nuevo tipo de captación a base de caída libre y conexión tangencial con la de cimacio circular se aprecia que el coeficiente de descarga en el nuevo tipo de captación es menor, lo cual provoca que su colchón hidráulico sea mayor en iguales condiciones de funcionamiento.

Figura III.2.2.- Gráfica para la obtención de  $H_e$ , para túnel vacío



#### ***IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES***

El Sistema de Drenaje Profundo actualmente no es suficiente para resolver todos los problemas de inundaciones que se presentan año con año, por lo que se requiere del apoyo de nuevas Plantas de Bombeo, Estructuras de Regulación y Conductos entubados instalados a diferentes profundidades.

La eficiencia futura en el servicio de drenaje en la Ciudad de México está condicionada por la construcción de un nuevo Emisor paralelo al actual y con características similares, o de un tercer Túnel de Tequisquiac, ya que de esta manera se permitirá la instalación de mayor infraestructura en zonas donde no se cubre con la totalidad del servicio de drenaje, provocando la necesidad de construcción de nuevas captaciones.

La ineficiencia del Sistema de Drenaje de la Ciudad, se debe principalmente al crecimiento de la población y del área urbana, al hundimiento del subsuelo y a las interferencias de la infraestructura con otros servicios tales como el Sistema de Transporte Colectivo Metro, lo cual se ve agravado por la acumulación de azolve producto de suelos erosionados y basura.

Con el fin de que las obras que se construyen para dar solución a los problemas de drenaje tengan una vida útil mayor, se deben realizar una serie de recomendaciones, entre las que se encuentra el control del crecimiento de la población y de los asentamientos sobre zonas donde el suelo es propicio para recargar los acuíferos, evitando así el incremento en los volúmenes escurridos, disminuir al máximo la sobreexplotación de los acuíferos, además de que se debe dar a las estructuras un mantenimiento preventivo continuo, ya que aunque esto último requiere de grandes inversiones de dinero, el no hacerlo implicaría un mayor costo.

La operación del laboratorio de Ingeniería Experimental es de gran importancia para el desarrollo del país, ya que tanto la DGCOH como otras instituciones han resultado beneficiadas de la experimentación realizada en éste, pues se han creado Manuales de Diseño Geométrico e Hidráulico de diferentes estructuras que son parte esencial del sistema de drenaje. Con los Manuales se pone al alcance de los proyectistas las investigaciones más recientes para futuros proyectos, con el objeto de facilitar su diseño, con lo que se pueden realizar estudios en un menor tiempo y costo.

Con la evolución que han sufrido las captaciones desde la cámara en espiral, hasta la de descarga libre, se han ahorrado recursos en la construcción de aliviós a la red primaria de drenaje, pero ha perdido eficiencia en su funcionamiento hidráulico, ya que para iguales condiciones de funcionamiento, la Cámara en Espiral es la que mejor lo presenta, precedida por la captación a base de Ranura Vertical con cimacio y por último las de caída libre, en la cual la eficiencia hidráulica se ha reducido pero sin dejar de ser aceptable.

De las investigaciones realizadas en laboratorio, en la década de los setentas se concluyó que para la entrada a la lumbrera de caída era conveniente construir una Cámara en Espiral. En investigaciones realizadas en los ochentas se midieron presiones en el fondo de las losas de estructuras amortiguadoras a base de tanque amortiguador, encontrándose que no dañan las estructuras de concreto en entradas con Cámara en Espiral ni en Caídas Libres, por lo que se le dio prioridad a éstas últimas.

De esta manera se recomienda emplear una captación a base de Cámara en Espiral y Ranura Vertical cuando los gastos por descargar son mayores a  $20.0 \text{ m}^3/\text{s}$  y alturas de caída mayores a 15 m, por lo que para gastos y alturas de caída inferiores a los anteriores se pueden emplear captaciones a base de caída libre.

Cabe resaltar que la realización de proyectos relacionados con la construcción de captaciones que sirven de alivio a Plantas de Bombeo, son de gran importancia para la Ciudad de México ya que de esta manera al ser construidos, no se dependerá exclusivamente del bombeo para reducir riesgos de inundaciones durante la época de lluvias, y sólo se requerirá de éste si el Drenaje Profundo se encuentra comprometido en su funcionamiento.

De las pruebas realizadas al modelo de la Captación de la Planta de Bombeo No. 3, se recomienda realizar un estudio experimental más detallado de captaciones de caída libre con conexión tangencial a la pared de la lumbrera, de tal manera que se cuente con sus propias curvas experimentales que sirvan para tener una mayor aproximación en el funcionamiento hidráulico de futuras obras similares, evitando la necesidad de realizar el modelo a escala para conocer su funcionamiento hidráulico real. En dicho estudio se deben probar diferentes arreglos entre el colector madrina, la lumbrera de caída y tubo

de desfogue, de tal manera que se abarque una gran variedad de combinaciones de elementos estructurales, para futuros diseños.

Cabe mencionar que debido a la proximidad de la Planta de Bombeo No. 2 del Gran Canal del Desagüe y aunado al relativamente pequeño gasto de diseño y costo económico que representa la construcción de la captación de la Planta de Bombeo No. 3, se está estudiando la posibilidad de aliviar el sistema colector 7 mediante la captación de la Planta de Bombeo No. 2, la cual se localiza en la margen derecha del Gran Canal.

Como la construcción de nuevas captaciones está condicionada por la capacidad del Sistema General del Desagüe, principalmente por el Drenaje Profundo, no tiene sentido instalar nuevas estructuras de este tipo, si no se tiene capacidad para descargarlas. El éxito del funcionamiento del Sistema de Drenaje Profundo depende de su correcta operación, por lo que es necesario plantear políticas de funcionamiento, ya que seguirá descargando por medio del Emisor Central, cuya capacidad máxima es  $220 \text{ m}^3/\text{s}$ .



## *V.- BIBLIOGRAFÍA*

1.- Hansen G. Artur  
Mecánica de Fluidos  
Limusa  
México, 1974, 1ª. Edición

2.- Massey S. Massey  
Mecánica de Fluidos  
Continental  
México, 1983

3.- Alejo O. Leonel  
Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento  
CNA  
México, 1994

- 4.- EFE Asesores  
Estudio para el drenaje de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México  
DGCOH  
México, 1994
  
- 5.- DEMM Consultores  
Operación y Ampliación del Laboratorio de Modelos Hidráulicos de la DGCOH  
DGCOH  
México, 1993
  
- 6.- Varios autores  
Plan Maestro de Drenaje D.F.  
DGCOH  
México, 1989
  
- 7.- Sotelo A. Gilberto  
Hidráulica General  
Ed. Noriega  
México, 1991, 1ª. Edición
  
- 8.- Sotelo A. Gilberto  
Apuntes de Hidráulica II  
UNAM  
México, 1993
  
- 9.- Lara G. Jorge Luis  
Alcantarillado  
UNAM  
México, 1991, 2ª Edición
  
- 10.- Varios autores  
Alcantarillado 2000, Estrategia para la Ciudad de México  
DGCOH  
México, 1994
  
- 11.- El Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México  
DGCOH  
México, 1990
  
- 12.- Vergara S. Miguel Angel  
Técnicas de Modelación en Hidráulica  
Ed. Alfaomega,  
México, 1995
  
- 13.- Ingeniería Desarrollo y Sistemas  
Proyecto Experimental de una Alternativa de Captación de Ranura Vertical para el Drenaje Profundo  
DGCOH

México, 1990

14.- Echávez A. Gabriel  
Introducción a los Modelos Hidráulicos de Fondo Fijo y a la Ingeniería Experimental  
UNAM  
México, 1996, 1ª Edición

15.- EFE Asesores  
Plan Maestro de Drenaje de la Zona Norte 1994-2010  
DGCOH  
México, 1994

16.- Un Criterio para el Diseño Hidráulico de una Cámara en Espiral sobre una Lumbreira  
Instituto de Ingeniería, UNAM  
México, 1971

17.- Manual de Diseño Hidráulico de Cajas de Planta Circular para el Control de Caudales Descargados al Drenaje Profundo.  
DGCOH  
México, 1985

18.- Manual de Diseño Hidráulico de Captaciones con Descarga Directa a la Lumbreira Vertical y Túnel Profundo.  
DGCOH  
México, 1989

19.- El Sistema de Drenaje Profundo  
DGCOH  
México, 1990, 2ª Edición

20.- Quick, Michael C.  
Análisis del Vórtice en Espiral y del Vórtice de Ranura Vertical en Lumbreiras de Caída  
Revista de Ingeniería Hidráulica, Sociedad Americana de Ingeniería Civil, Vol. 116  
Canada, 1990

21.- EFE Asesores  
Proyecto y Revisión del Funcionamiento Hidráulico de los Colectores Influentes y Afluentes de Carias  
Plantas de Bombeo de Aguas Negras en la Ciudad de México y Proyecto Ejecutivo del Colector de Alivio de PB 6 a PB 7 del Gran Canal  
DGCOH  
México, 1996

22.- Diseño de Estructuras de Conexión al Drenaje Profundo (AL 300-85)  
DGCOH,  
México, 1985