



# Universidad La Salle

Incorporada a la UNAM  
Escuela de Ingeniería Civil

"GENERALIDADES PARA PROYECTOS DE  
EMISORES - DIFUSORES SUBMARINOS"

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## Tesis Profesional

Que para obtener el Título de  
INGENIERO CIVIL  
p r e s e n t a

**RAYMUNDO MACIEL MEJIA**



## **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 está 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.

# I N D I C E

INTRODUCCION.....	11
CAPITULO I ACCIONES.	
GENERALIDADES.....	2
1.1 Acciones Permanentes.....	5
1.2 Acciones Variables.....	24
1.3 Acciones Accidentales.....	44
1.4 Combinación de Acciones.....	49
CAPITULO II DISEÑO.	
GENERALIDADES.....	52
2.1 Espesores Mínimos.....	56
2.2 Transiciones.....	57
2.3 Esfuerzo equivalente de falla.....	57
2.4 Anclajes.....	58
2.5 Uniones soldadas.....	69
CAPITULO III EFECTOS DE CORROSION.	
GENERALIDADES.....	76
3.1 Tuberías de acero sin protección.....	76
3.2 Tuberías de acero con protección.....	77
CAPITULO IV DISEÑO DEL DIFUSOR.	
GENERALIDADES.....	84
4.1 Datos de Proyecto.....	84
4.2 Cuantificación de Gastos.....	94
4.3 Pérdidas de Energía.....	98
4.4 Fundamentos Hidráulicos.....	107
4.5 Hidráulica Interna de un Difusor.....	111
CAPITULO V INSPECCION Y PRUEBA DE TUBERIAS.	
GENERALIDADES.....	120
5.1 Inspección y Prueba de Tuberías.....	120
COMENTARIO.....	127
CONCLUSIONES.....	129
BIBLIOGRAFIA.....	132

I N D I C E  
D E  
T A B L A S

CAPITULO I.

TABLA 1.1	6
TABLA 1.2	16
TABLA 1.3	16
TABLA 1.4	22
TABLA 1.5	28
TABLA 1.6	47
TABLA 1.7	47

CAPITULO II.

TABLA 2.1	55
TABLA 2.2	65
TABLA 2.3	67

CAPITULO III.

TABLA 3.1	78
-----------	----

CAPITULO IV.

TABLA 4.1	92
TABLA 4.2	96
TABLA 4.3	101
TABLA 4.4	101

CAPITULO V.

TABLA 5.1	125
-----------	-----

I N D I C E  
D E  
F I G U R A S

CAPITULO I.

FIGURA 1.1 .....	8
FIGURA 1.2 .....	10
FIGURA 1.3 .....	11
FIGURA 1.4 .....	13
FIGURA 1.5 .....	15
FIGURA 1.6 .....	17
FIGURA 1.7 .....	18
FIGURA 1.8 .....	20
FIGURA 1.9 .....	23
FIGURA 1.10 .....	26
FIGURA 1.11 .....	30
FIGURA 1.12 .....	30
FIGURA 1.15 .....	35
FIGURA 1.14 .....	35
FIGURA 1.14a .....	41
FIGURA 1.14b .....	42
FIGURA 1.15 .....	45

CAPITULO II.

FIGURA 2.1 .....	59
FIGURA 2.2 .....	64
FIGURA 2.3 .....	70
FIGURA 2.4 .....	75

CAPITULO III.

FIGURA 3.1 .....	82
------------------	----

CAPITULO IV.

FIGURA 4.1 .....	85
FIGURA 4.2 .....	102
FIGURA 4.3 .....	103
FIGURA 4.4 .....	105
FIGURA 4.5 .....	106



I N T R O D U C C I O N

## I N T R O D U C C I O N

Siendo México uno de los países en el mundo con más litorales, en el que gran parte de su economía se mueve en torno a esta característica geográfica, como es el caso de los productos pesqueros, para su consumo interno y para la exportación, así como las divisas generadas por el turismo; y en el que gran parte de esta infraestructura se encuentra en -- las zonas costeras de nuestro país, se hace necesario protegerlas y mantenerlas a salvo de los agentes contaminantes -- que deterioran el medio ambiente y pueden poner en peligro -- la salud pública.

Entre los agentes contaminantes se encuentran principalmente las Aguas negras, que se vierten "crudas", es decir, - sin previo tratamiento, a las aguas marinas, ríos, lagos, etc.

De acuerdo con lo expuesto en las Normas de Alcantarillado Sanitario en las Localidades Urbanas de la República Mexicana de la extinta S.A.H.O.P. en sus puntos 3.8 y 3.9 -- que dicen:

## 3.8) PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.

Es indispensable evitar la polución de corrientes superficiales destinadas a diferentes usos, necesarios e indispensables para el desarrollo de la Nación, lo mismo que tratándose de lagos y aguas marinas dedicadas a balnearios y sitios de recreo o pesca; por lo tanto, no se descargarán aguas negras crudas a ninguna corriente receptora. Lo anterior exige la construcción de plantas de tratamiento de aguas negras.

Como la construcción de todas las partes de la obra im-



plica una erogación muy alta, puede ser conveniente que el presupuesto se haga separando el costo de la planta de tratamiento para ser construída en una segunda o una tercera etapa de construcción. Lo que obliga a que en el proyecto y en el presupuesto se incluya una descarga provisional de aguas negras crudas.

Sólo en las condiciones anteriores y a juicio de la extinta S.A.H.O.P. ahora S.E.D.U.E., se permitirá que provisoriamente se descarguen aguas negras crudas a una corriente receptora.

### 3.9) ESTRUCTURAS DE DESCARGA.

Para la disposición final o vertido de las aguas negras se requiere la construcción de una estructura cuyas características dependerán del lugar elegido, el gasto por entregar etc.

Los vertidos pueden hacerse a ríos, a lagos, al mar, a pozos de absorción, a riego previo tratamiento, etc.

Si el vertido se hace al mar o a un lago deben evitarse los daños que la polución de las aguas negras pueda ocasionar a las especies marinas, plancton, etc., así como la contaminación de playas y zonas turísticas, para lo cual deben tomarse en cuenta las normas que existen al respecto (tales como el Reglamento de contaminación de corrientes de la S.A. R.H.), en lo relativo al contenido de las aguas negras y a efectuar previamente el tratamiento que se haga necesario para no perjudicar la explotación de los recursos naturales y del turismo.

En descargas al mar o lagos, es conveniente instalar el emisor subacuático a profundidades mayores al nivel promedio de las mareas bajas, con una longitud que puede variar de 50

a 100 mts., para su orientación es necesario tomar en consideración la dirección de las corrientes marinas superficiales.

Cuando el emisor esté constituido por un conducto, para descargar el agua negra a una corriente receptora se utilizará una estructura que permita encausar debidamente las aguas negras a la corriente receptora y a un nivel que tome en cuenta evitar azolves en el sitio de vertido y, por otro lado, el remanso de las aguas negras cuando se presenten avenidas máximas en la corriente receptora.

Las plantas de tratamiento de aguas negras son muy costosas, tanto su equipo de operación como su mantenimiento; una planta de tratamiento de aguas negras consta de varias partes para el proceso del agua y sería conveniente también la separación de estos presupuestos para planear su construcción también por etapas.

Una estructura que podría satisfacer los puntos 3.8 y 3.9 sería la construcción de un emisor-difusor submarino, en el caso de que las descargas se hicieran al mar; contando este sistema de emisor-difusor submarino, con los siguientes elementos:

- Planta de tratamiento primario (recuperación de lodos)
- Cárcamo regularizador y de bombeo.
- Emisor-difusor submarino.

La operación a grandes rasgos de este sistema consisten:

- Llegada de las aguas negras a la planta de tratamiento primario, para hacer la recuperación de los lodos.
- Pasar las aguas sin lodos al cárcamo de bombeo.
- Bombear el agua a la línea del emisor-difusor submari-

no.

Para que el sistema emisor-difusor submarino funcione--correctamente, es necesario encontrar el sitio de vertido --donde la corriente receptora aleje el agua recibida ya que -no está tratada completamente, de la zona costera, y en este caso dichas corrientes se pueden hallar a más de 100 mts. de la playa, por lo que el emisor requiere de mayor longitud a-la citada en el punto 3.9

La corriente receptora que cumple estos propósitos, se-localiza mediante estudios de corrientes y Batimetría pre---vivos al proyecto del lugar elegido para la localización de -la planta de tratamiento.

En los proyectos de Alcantarillado usualmente la planta de tratamiento de aguas negras forma parte de los proyectos-especiales, que se ejecutan por separado por una oficina de-Ingenieros especializados, diferentes a los que realizan el-proyecto.

Es por esto que el estudio de esta Tesis se limitará al-funcionamiento hidráulico del emisor-difusor y a su estructu-ra, considerando que esta se realizará con tubería de acero-de sección circular y lisa.

La elaboración de este tipo de proyectos de acuerdo a -lo citado anteriormente respecto a la contaminación, a la sa-lud pública y al deterioro de los recursos naturales tales -como la pesca y las actividades recreativas, trae consigo una alta relación beneficio-costo, lo que hace a estos sistemas-de vital importancia en éstos momentos para nuestro país, en sus localidades costeras.

C A P I T U L O I

A C C I O N E S

## C A P I T U L O I

## A C C I O N E S

## GENERALIDADES.

De acuerdo a la función de la estructura y al comportamiento que de éstas se espera, es necesario definir los agentes que pueden afectar tanto su comportamiento como su función; es decir, llevarla a un estado límite, de falla -- (Colapso total) o de servicio (Deformaciones no permitidas-- ni deseadas en la estructura).

Estos agentes externos o inherentes a la estructura y/o a su funcionamiento recibe el nombre de Acciones.

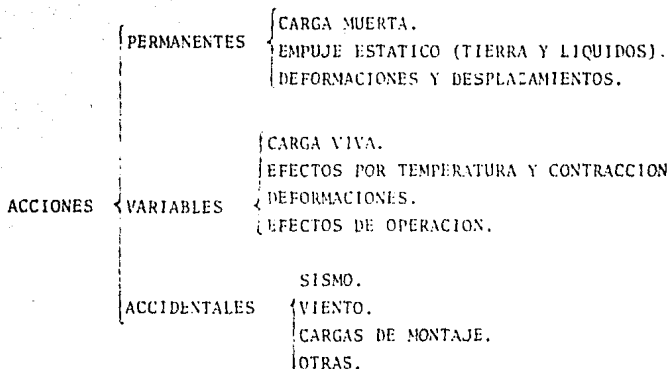
Para fines de diseño, las acciones se suponen o representan por medio de sistemas de cargas, deformaciones o una combinación de éstas, que se suponen equivalente o representante de las Acciones reales.

Las diferentes acciones no se presentan en forma aislada en la estructura sino que pueden ocurrir conjuntamente.

Esto hace que en el diseño se considere el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir en un mismo tiempo.

## CLASIFICACION.

Con el fin de formar combinaciones de diseño, las acciones se clasifican según el tiempo en que actúan sobre la estructura con su intensidad máxima.



VALORES DE DISEÑO.

VALORES NOMINALES.

El valor nominal de una acción es el valor de su intensidad que tiene asociada una probabilidad pequeña y prefijada de ser excedida durante un intervalo de tiempo determinado; a excepción de que dicha acción favorezca a la estructura, en este caso, se tomará una probabilidad pequeña y prefijada de que no se presenta.

El Reglamento del Distrito Federal y el Estatal de la extinta S.A.H.O.P. establecen el dos por ciento a la probabilidad de los valores nominales de acciones de excedencia o de no ser alcanzados.

El ANSI ( Instituto Nacional Americano de Estándares )- fija valores nominales con cinco por ciento de probabilidad de ser excedidos o no alcanzados.

Deberá de tomarse en cuenta para determinar el valor -

nominal de una acción la incertidumbre en la intensidad de la misma y del sistema de carga con el que se va a idealizar.

Para acciones variables podrán tomarse en cuenta tres posibles valores nominales:

- 1).- Intensidad máxima.
- 2).- Intensidad media.
- 3).- Intensidad instantánea.

#### VALORES DE DISEÑO.

El valor de diseño de una acción es el producto de su valor nominal por un factor de carga que dependerá del tipo de acción que se trate y de la combinación que se considere.

#### COMBINACIONES DE DISEÑO Y FACTORES DE CARGA.

Para la seguridad de la estructura deberán revisarse to das las combinaciones de acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente y regirá la combinación que produzca los efectos más desfavorables.

Las combinaciones de diseño y los factores de cargas, se especifican en Reglamentos y códigos. A continuación se enuncian los más usados en el medio:

- 1).- Reglamento del Distrito Federal.
- 2).- Reglamento estatal S.A.H.O.P. (extinta.)
- 3).- Reglamento del Instituto Americano del Concreto. (ACI)
- 4).- Instituto Nacional Americano de Estándares. (ANSI)

El presente capítulo tratará de dar en forma general -- una recopilación de los criterios de las acciones en tuberías con base en los Manuales de Diseño de Obras Civiles del Instituto de Investigaciones Eléctricas de la Comisión Federal de Electricidad.

## 1.1 ACCIONES PERMANENTES.

### 1.1.1. PESOS UNITARIOS.

Para cada proyecto en particular y según las características que presente, se deberán tomar los pesos unitarios más desfavorables para el análisis que se esté realizando de la estructura. Los pesos mínimos para cuando la estabilidad de la estructura sea más desfavorable con estos pesos, como en el caso de flotación, lastre y succión por viento o empuje de corrientes marinas. En cualquier otro caso se empleará el valor máximo.

Para la obtención de estos pesos podrá recurrirse a las especificaciones de fabricación de la tubería, a pruebas de laboratorio en el caso de que la tubería sea subterránea o a los pesos volumétricos de materiales constructivos que proporciona el Reglamento del Distrito Federal y Estatal (Tabla 1.1) o bien de otras fuentes de información con validez oficial.

### 1.1.2. CARGA MUERTA EN TUBERIAS SUBTERRANEAS.

Se admite que las cargas provocadas por rellenos sobre el tubo se presentan cuando se alcanza un estado límite de asentamientos. En estas condiciones las fuerzas que se desarrollan en la frontera del prisma de suelo donde se aloja un tramo de tubería se muestra en la Fig. 1.1



TABLA 1.1 PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS.  
(REGLAMENTOS DEL D.F. Y ESTATAL)

MATERIAL	PESO VOLUMETRICO EN TON/M <sup>3</sup>	
	MAXIMO	MINIMO
<u>I. Piedras Naturales</u>		
Arenisca (Chilucas y can- teras) Secas	2.45	1.75
saturadas	2.50	2.00
Basaltos (piedra Braza)- secos	2.60	2.35
saturados	2.65	2.45
Granito	3.20	2.40
Mármol	2.60	2.55
Riolita seca	2.50	2.00
saturada	2.55	2.05
Pizarras secas	2.80	2.30
saturadas	2.85	2.35
Tepetates secos	1.69	0.75
saturados	1.95	1.30
Tezontles secos	1.25	0.65
saturados	1.55	1.15
Caliza seca	2.80	2.40
saturada	2.85	2.45
<u>II. Suelos.</u>		
Arena de grano de tamaño uniforme seca	1.75	1.40
saturada	2.10	1.85
Arena bien graduada seca	1.90	1.55
saturada	2.30	1.95
Arcilla típica del Valle de México en su condición natural	1.50	1.20
Caliche seco	1.50	1.20
saturado	2.10	1.70
<u>III. Piedras Artificiales, concretos y morteros.</u>		
Concretos simple con agre- gados de peso normal	2.20	2.00
Concreto reforzado	2.40	2.20
Mortero de cal y arena	1.50	1.40
Mortero de cemento y-- arena	2.10	1.90

## MATERIAL

PESO VOLUMETRICO EN TON/M<sup>3</sup>  
MAXIMO MINIMO

Aplanado de yeso	1.50	1.10
Tabique macizo hecho a mano	1.50	1.30
Tabique macizo prensado	2.20	1.60
Bloque hueco de concreto ligero (volumen neto)	1.30	0.90
Bloque hueco de concreto intermedio (volumen neto)	1.70	1.30
Bloque hueco de concreto pesado (volumen neto)	2.20	2.00
Vidrio plano	3.10	2.80

IV. Madera

Caoba seca	0.65	0.55
saturada	1.00	0.70
Cedro seco	0.55	0.40
saturado	0.70	0.50
Oyamel seco	0.40	0.30
saturado	0.65	0.55
Encino seco	0.90	0.80
saturado	1.00	0.80
Pino seco	0.65	0.45
saturado	1.00	0.80

V. RecubrimientosPesos en kg/m<sup>2</sup>

Azulejo	15	10
Mosaicos de pasta	35	25
Granito o terrazo de 20x20	45	35
30x30	55	45
40x40	65	55
Loseta asfáltica o vinílica	10	5

FIG. 1.1

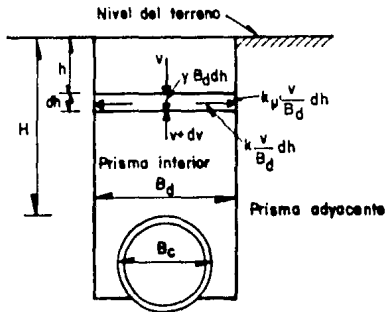


Diagrama de cuerpo libre del prisma de suelo que contiene una tubería subterránea.

- $V$  = presión vertical, por unidad de longitud, en cualquier plano horizontal del relleno
- $\gamma$  = peso unitario del relleno
- $B_c$  = ancho horizontal (diámetro exterior en tuberías circulares)
- $B_d$  = ancho horizontal de la trinchera, medida en la parte superior lomo del conducto
- $H$  = altura del relleno a partir de la parte superior (tomo) del conducto
- $h$  = distancia desde la superficie del terreno hasta cualquier plano horizontal del relleno
- $\mu$  =  $\tan \phi$ , coeficiente de fricción interna del relleno
- $\mu'$  =  $\tan \phi'$ , coeficiente de fricción entre el relleno y las paredes de la zanja

Para determinar las cargas resultantes del peso del material de relleno sobre las tuberías, éstas se clasifican como se indica a continuación:

- a) Tuberías en trinchera.
- b) Tuberías en terraplén:
  - b.1) Con proyección positiva.
  - b.2) Con proyección nula.
  - b.3) Con proyección negativa.
- c) Tuberías en condiciones especiales:
  - c.1) Trinchera ancha.
  - c.2) Trinchera imperfecta.
  - c.3) Túnel.

Fig. 1.2

#### a) TUBERÍAS EN TRINCHERA.

La carga vertical del relleno sobre tuberías rígidas se calcula como:

$$W_c = C_d B d^2 \quad (1.1)$$

Donde:

$W_c$  = Carga vertical sobre el conducto por unidad de longitud.

$C_d$  = Coeficiente de carga.

El coeficiente  $C_d$  es función de la relación  $H/B_c$  y de los coeficientes  $\mu$  y  $\mu'$ . En la Fig. 1.3 aparecen los valores de  $C_d$  para distintos tipos de suelo.

Lo anterior es aplicable a conductos rígidos, tales como concreto o fierro colado de espesor grueso.

Los tubos rígidos absorberán la mayor parte de la carga ya que las columnas laterales del relleno son relativamente compresibles y sólo podrán resistir una pequeña fracción-

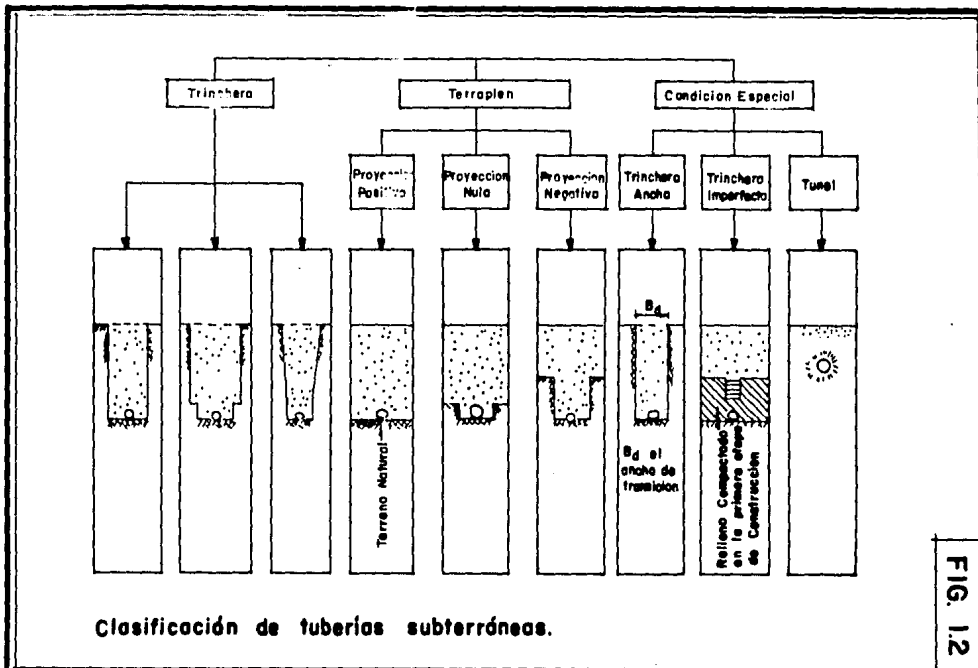
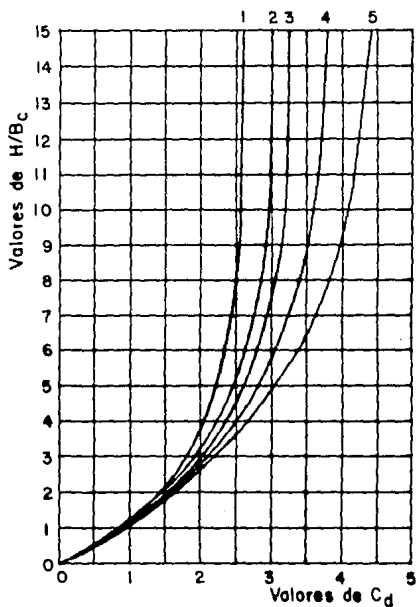


FIG. 1.2

FIG. 1.3



- 1 Materiales granulares sin cohesión
- 2 Arena y grava
- 3 Suelo vegetal saturado
- 4 Arcilla
- 5 Arcilla saturada

Curvas para calcular el coeficiente  $C_d$

de la carga total en el plano horizontal.

Si el conducto es flexible, como los de acero liso, hierro dúctil o metal corrugado, y las columnas laterales están bien compactadas, la rigidez de las columnas será semejante a la rigidez del tubo.

En estas circunstancias o condiciones el terreno soporta parte de la carga total y la carga en el tubo será:

$$W_c = C_d B_c B_d f \quad (1.2)$$

En condiciones intermedias se podrá interpolar entre los valores obtenidos por las ecuaciones 1.1 y 1.2

#### b) TUBERIAS EN TERRAPLEN.

La relación de proyección,  $p$ , se define como la relación de la distancia  $H$  entre el terreno natural y la parte superior del tubo (Lomo de la tubería) al ancho  $B_c$ .

b.1) En el caso de tuberías con proyección positiva la carga se calcula con la siguiente fórmula:

$$W_c = C_c B_c^2 f \quad (1.3)$$

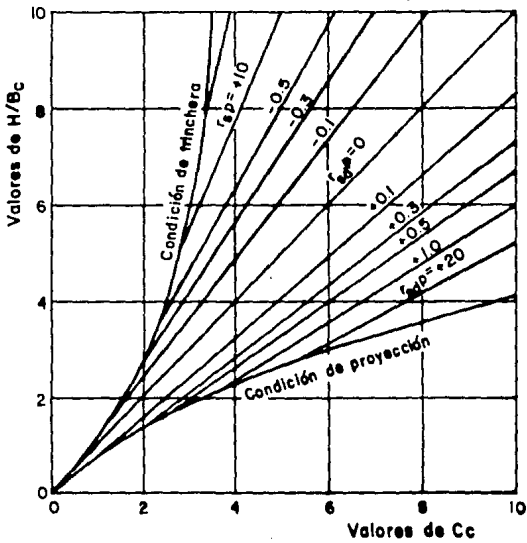
Donde:

$C_c$  = Coeficiente de carga que depende de la relación  $H/B_c$ , de la relación de asentamiento  $rsd$  y de la relación de proyección,  $p$ , los valores de este coeficiente aparecen en la Fig. 1.4

La relación de asentamiento se calcula como:

$$rsd = \frac{(S_m + S_g) - (S_f + dc)}{S_m} \quad (1.4)$$

FIG. 1.4



Curvas para calcular el coeficiente  $C_c$



Donde:

$S_m$  = Asentamiento de los prismas laterales con altura  $pBc$ .

$S_g$  = Asentamiento natural del terreno adyacente al conducto.

$S_f$  = Asentamiento del conducto.

$dc$  = Deflexión vertical del conducto (Calculadas en el subinciso de deflexión de tubos flexibles enterrados).

Estos asentamientos se indican en la Fig. 1.5

La Tabla 1.2 proporciona valores empíricos de la relación de asentamientos  $rsd$ .

Las tuberías flexibles se diseñan generalmente para  $rsd = 0$ .

b.2) Para tuberías con proyección nula,  $p = 0$ , la carga se calcula como:

$$W_c = HBc^2 \quad (1.5)$$

b.3) Para tuberías con proyección negativa la carga que actúa sobre el conducto se calcula como:

$$W_c = C_n B d^2 r \quad (1.6)$$

La Fig. 1.6 muestra una tubería con proyección negativa.

En la fórmula 1.6  $C_n$  es un coeficiente de carga que se obtiene en la Fig. 1.7, según sea el valor de  $rsd$  y  $p'$ . En este caso  $p'$  es la relación de proyección negativa y se obtiene como el cociente de la distancia desde la superficie natural del terreno hasta el lomo de la tubería entre el ancho  $Bd$  de la zanja.

El valor de  $rsd$  para proyección negativa está dado por:

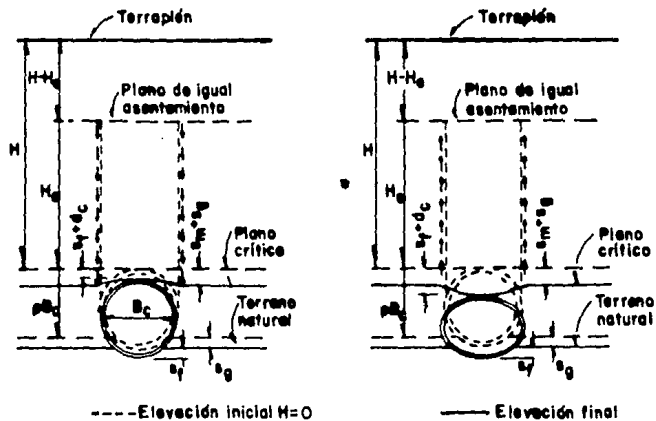


FIG. 1.5

TABLA 1.2 VALORES EMPIRICOS DE LA RELACION DE ASENTAMIENTOS  $r_{sd}$

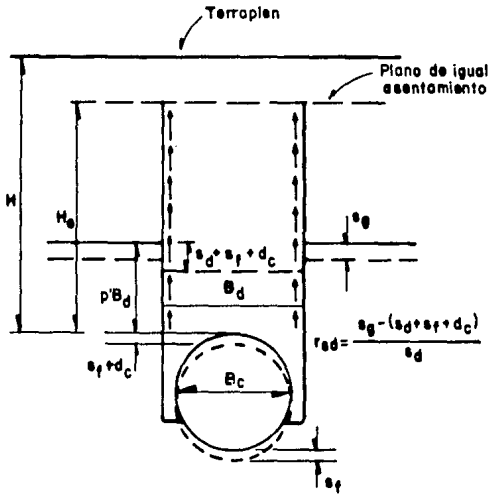
Condición de instalación y del suelo de cimentación	Relación de asentamiento $r_{sd}$ rango usual	Valor de diseño*
-Proyección positiva:	0 a + 1.0	
Roca o suelo firme	+ 1.0	+1.0
Suelo normal	+0.5 a + 0.8	+0.7
Suelo flexible	0 a + 0.5	+0.3
-Proyección nula		0.0
-Proyección negativa	- 1.0 a 0	
p= 0.5		-0.1
p= 1.0		-0.3
p= 1.5		-0.5
p= 2.0		-1.0
-Trinchera imperfecta	- 2.0 a 0	
p= 0.5		-0.5
p= 1.0		-0.7
p= 1.5		-1.0
p= 2.0		-2.0

\* Las tuberías flexibles se diseñan generalmente para  $r_{sd} = 0$

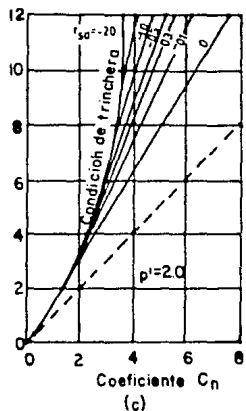
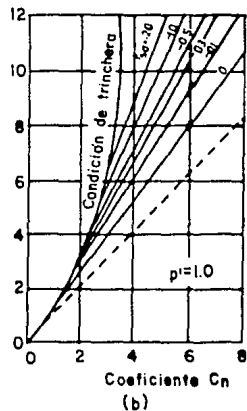
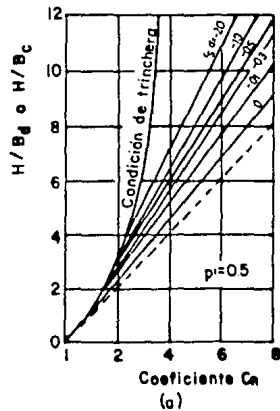
TABLA 1.3 VALORES DE LA COHESION PARA DISTINTOS SUELOS.

Material	Cohesión (ton/m <sup>2</sup> )
Arcilla suave	0.2
Arcilla media	1.24
Arcilla dura	4.9
Arena suelta	0.0
Arena fina	0.5
Arena densa	1.5
Suelo vegetal saturado	0.5

FIG. 1.6



Conducto con proyeccion negativa.



Curvas para calcular el coeficiente  $C_n$  en conductos con proyección negativa y trincheras imperfectas.

FIG. 1.7

$$r_{sd} = \frac{S_g - (S_d + S_f + d_c)}{S_d} \quad (1.7)$$

Donde:

$S_d$  es el Asentamiento del relleno a una altura dada por  $p'$  Bd.

### c) TUBERIAS EN CONDICIONES ESPECIALES.

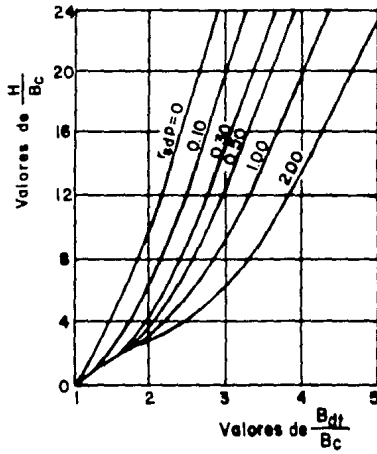
c.1) Para las tuberías en trinchera anchas, se define como ancho de transición Bdt aquel que conduce a obtener una carga sobre el tubo igual a la que se obtendría si estuviera como una tubería con proyección positiva.

Si el ancho de zanja, o nivel de la parte superior del tubo, es menor que el ancho de transición entonces debe substituírse el ancho real en la ecuación 1.1. Cuando el ancho de la excavación directamente sobre el tubo (prisma interior) -- sea igual o mayor que el ancho de transición, la carga se calculará considerando que la trinchera es ancha para lo cual -- se substituirá el ancho Bdt en la ecuación 1.1 en lugar del valor real. En la Fig. 1.8 se presentan curvas para calcular anchos de transición.

c.2) La trinchera imperfecta es un método para alojar conducciones con el objeto de minimizar las cargas que provocan los terraplenes altos en tuberías con proyección positiva.

Con este método primero se instala la tubería con proyección positiva, luego se rellena y compacta en una distancia -- cuando menos igual a dos veces el diámetro a cada lado y una vez el diámetro por arriba del lomo del tubo. En seguida, se excava una zanja con ancho igual al diámetro exterior del tubo, directamente sobre el tubo. Esta zanja se rellena con material compresible y se termina de construir el terraplén en-

FIG. 1.8



Curves para anchos de transición

forma normal.

Al emplear este método deberá tenerse cuidado que no vayan a existir asentamientos diferenciales en la parte superior del terraplén.

En estas condiciones la carga sobre la conducción se calculará con la siguiente ecuación:

$$Wc = Cn Bc^2 \quad (1.8)$$

De donde el coeficiente  $Cn$  se obtiene de la Fig. 1.7 empleando la relación  $H/Bc$ .

c.3) Para tuberías en Túnel, la carga sobre el tubo se calculará como:

$$Wc = Ct Bt (Bt' - 2c) \quad (1.9)$$

Donde:

$Bt$  = Ancho máximo de túnel.

$c$  = Cohesión del suelo donde se construyó el túnel.

$Ct$  = Coeficiente de carga.

Los valores de  $Ct$  son los mismos que los de  $Cd$  en la Fig. 1.3 con  $H$  media desde la parte superior del túnel hasta la su superficie del terreno. Los valores de  $c$  se pueden obtener de la tabla 1.3

#### 1.1.3) DEFLEXION DE TUBOS FLEXIBLES ENTERRADOS.

La deflexión vertical provocada por el relleno en un tubo flexible enterrado se calculará con la ecuación:

$$dc = D1 \frac{K Wc r^3}{EI + 0.61E'r^3} \quad (1.10)$$



Donde:

$D_1$  = Factor de retardo; puede tomarse un valor comprendido entre 1.25 y 1.5

$K$  = Constante de apoyo, su valor depende del ángulo  $\alpha$  de enterramiento. (Tabla 1.4)

$r$  = Radio medio del tubo.

$E$  = Módulo de elasticidad del material del tubo.

$I$  = Momento de inercia de la pared del tubo por unidad de longitud del tubo. Para tubo liso vale  $t^3/12$ .

$E'$  =  $cr$ , módulo de reacción del suelo.

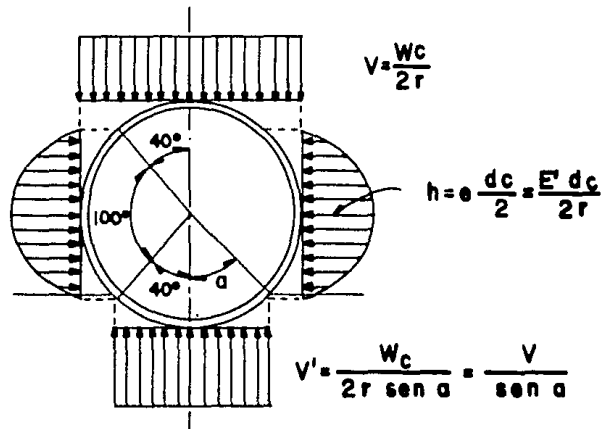
$c$  = Módulo de resistencia pasiva del suelo.

$t$  = Espesor del tubo.

Fig. 1.9

TABLA 1.4 VALORES DE LA CONSTANTE DE APOYO.

Angulo de enterramiento $\alpha$ (grados)	Constante de apoyo $K$
0	0.110
15	0.108
22.5	0.105
30	0.102
45	0.096
60	0.090
90	0.083



Distribución de presiones en un tubo flexible.

FIG. 1.9

## 1.2 ACCIONES VARIABLES.

Las acciones variables en tuberías pueden ser: a) carga viva por tránsito de vehículos en la superficie del relleno; b) carga por impacto de maquinaria y equipo en la superficie del relleno; c) efectos debidos a fuerzas de flotación; d) Efectos causados por cambio de temperatura; e) fuerzas producidas por el líquido en movimiento (como las provocadas en cambio de dirección, por flujo no establecido, "golpe de ariete") f) vibraciones provocadas por flujo permanente a gran velocidad y, g) efectos de socavación.

En un proyecto de Emisor difusor submarino, las acciones variables más desfavorables se consideran que son las de efectos debidos a la fuerza de flotación, efectos causados por -- cambios de temperatura, fuerzas producidas por el líquido en movimiento y efectos debidos a fuerzas de arrastre de corrientes marinas; las cuales serán descritas en los siguientes subincisos.

### 1.2.1. EFECTOS DEBIDOS A FUERZAS DE FLOTACION.

En las tuberías submarinas, para contrarrestar las fuerzas de flotación, será necesario disponer de un peso suficiente para lograr un comportamiento adecuado de la tubería.

La flotación se podrá evitar mediante alternativas de -- construcción, tales como:

- a) Cambiar la tubería por otra más pesada.
- b) Encamisar en concretolas tuberías de acero.
- c) Proporcionar atraques y anclajes especiales.

Para un análisis de flotación de una tubería sumergida se basará en el principio de Arquímedes: "Todo cuerpo sumer-

sigo en un líquido experimenta un empuje vertical ascendente igual al peso del volumen del líquido desalojado".

$$P = \gamma V \quad (1.11)$$

Donde:

P = fuerza ascendente de flotación.

$\gamma$  = peso específico del agua.\*

V = volumen desplazado por la tubería.

El punto de aplicación de dicho empuje coincide con el centro de gravedad del volumen desalojado y se conoce con el nombre de centro de flotación o de carena.

Para conocer los esfuerzos en los atraques y anclajes debidos a las fuerzas de flotación, se podrá idealizar la tubería sujeta por cables, y una longitud de análisis igual a la distancia que haya o se proponga entre apoyo y apoyo.

### 1.2.2. EFECTOS CAUSADOS POR CAMBIO DE TEMPERATURA.

Los cambios de temperatura provocan que la tubería tenga dilataciones o contracciones que se calcularán con la siguiente ecuación:

$$E = \alpha \Delta T \quad (1.12)$$

$$\Delta L_{1,2} = \alpha \Delta T L \quad (1.12a)$$

Donde:

E = deformación longitudinal unitaria.

$\alpha$  = coeficiente lineal de expansión térmica, (1/°C ó 1/°F)

\* El peso específico del agua de mar es variable según su salinidad y temperatura principalmente. El contenido normal de sal es de 3.5% a 4°C, tiene una densidad igual a 104.6 kg seg<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>; un peso específico = 1028 kg/m<sup>3</sup>.

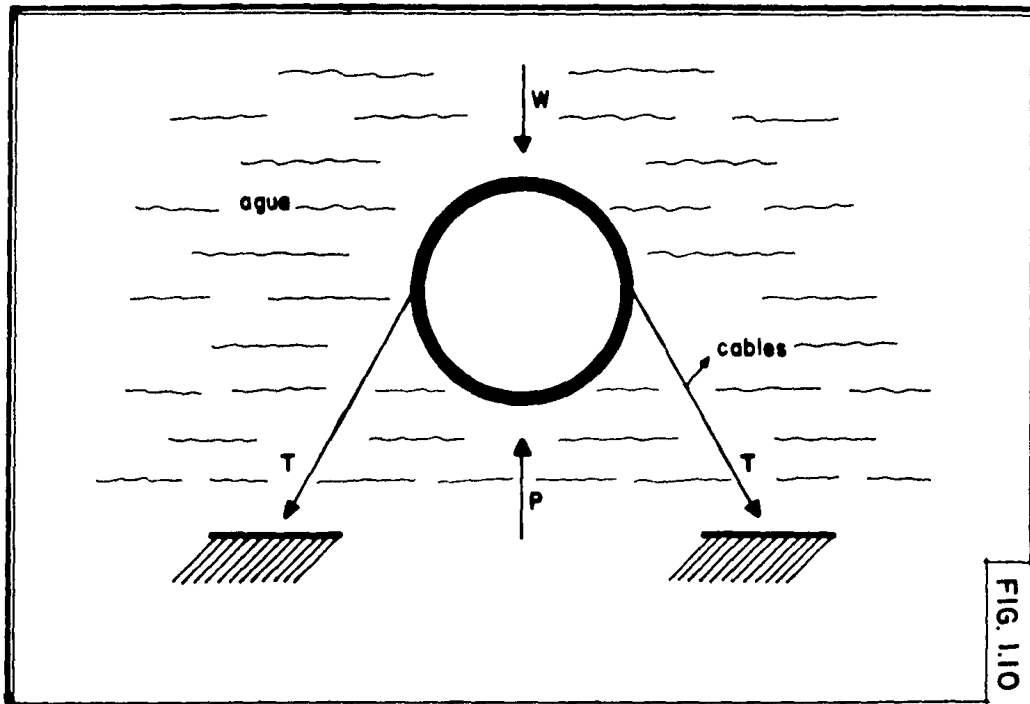


FIG. 110

$\Delta T$  = cambio de temperatura. ( $^{\circ}C$  o  $^{\circ}F$ )

$\Delta L_{1,2}$  = deformación longitudinal de la tubería entre dos puntos. (mm)

$L$  = longitud de la tubería. (mm)

El esfuerzo longitudinal provocado por esta deformación se calculará como se comenta en el capítulo número II.

En la tabla 1.5 se proporcionan los valores del coeficiente  $\alpha$  para distintos materiales.

### 1.2.3. FUERZAS PRODUCIDAS POR EL LIQUIDO EN MOVIMIENTO.

#### POR CAMBIOS DE DIRECCION.

Las fuerzas dinámicas en los conductos son causadas por cambio de cantidad de movimiento del líquido, y estos ocurren en términos generales, con cambios de dirección o de sección transversal.

Para determinar dichas fuerzas basta aplicar la ecuación del impulso y obtener la reacción del conducto a la fuerza -- producida por el cambio de cantidad de movimiento del líquido, ya que la reacción del conducto es de igual magnitud y dirección contraria a la acción del líquido.

Ecuación del impulso:

$$\Sigma F_i = \frac{r}{g} \Sigma (Q V_i \beta) \quad (1.13)$$

Donde:

$\Sigma F_i$  = suma de fuerzas externas e internas en la dirección  $i$  ( $x$ ,  $y$  ó  $z$ ) que actuará sobre el volumen de control. Estas pueden ser: a) de inercia o de cuerpo, que generalmente son -- fuerzas gravitacionales, b) de superficie, que generalmente -- son originadas por la fricción con una frontera sólida y, c) -- fuerzas de reacción externas en razón a la acción del flujo.

TABLA 1.5 COEFICIENTES DE EXPANSION TERMICA.

MATERIAL	$\alpha$ (X $10^{-6}/^{\circ}\text{F}$ )	$\alpha$ X $10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
<b>-Metales:</b>		
Aluminio	12.8	23.04
Cobre	9.3	16.74
Hierro Forjado	6.7	12.06
Plomo	15.9	28.62
Manganeso	12.0	21.60
Níquel	7.0	12.60
Acero Templado	6.5	11.70
Acero Inoxidable	9.9	17.82
Zinc	17.3	31.14
Acero		12.00
<b>-Concreto:</b>		
Concreto Común	5.5	9.9
Concreto con Cemento Portland Hidratado	5.9 - 9.0	10.62 - 16.2
<b>-Mampostería:</b>		
De Ladrillos, Tejas, Tabiques, etc.	3.3 - 4.0	5.94 - 7.2
<b>-Minerales:</b>		
Granito	4.4	7.92
Caliza	4.2	7.56
Arenizca	5.4	9.72
Lutita	4.4	7.92
<b>-Maderas:</b>		
Abeto	2.1	3.78
Arce	3.6	6.48
Roble	2.7	4.86
Pino	3.0	5.40

$\gamma$  = peso específico, en  $\text{kg}/\text{m}^3$

$\beta$  = coeficiente de Boussinesq, adimensional, e igual a la unidad en el flujo turbulento.

$V_i$  = componente de la velocidad media en la dirección  $i$  (x, y ó z) de cada entrada o salida del flujo al volumen de control.

La ecuación se aplica a un volumen de control totalmente lleno de líquido y se deduce de un diagrama de cuerpo libre, es decir, las fuerzas se consideran externas al volumen de control.

La componente de la velocidad media estará afectada por dos signos: uno debido a la dirección de la velocidad con respecto a los ejes coordenados, y el otro será positivo cuando el flujo salga del volumen de control, o negativo si el flujo entra al volumen de control.

Para cada producto  $QV_i$ , deberá considerarse el gasto y el coeficiente de Boussinesq correspondiente a la porción de la superficie de control que atraviesen.

Para curvas horizontales ( Fig. 1.11 ), las reacciones se obtienen:

$$F_x = -\rho Q(V_2 \cos \theta - V_1) + P_2 A_2 \cos \theta + P_1 A_1 \quad (1.14)$$

$$F_y = \rho Q V_2 \sin \theta + P_2 A_2 \sin \theta \quad (1.15)$$

Cuando se trata de una curva vertical, es necesario considerar el peso del líquido contenido en el volumen de control.

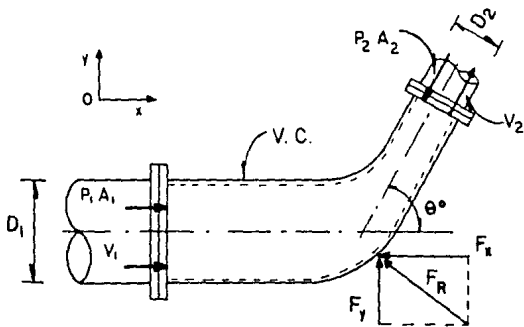
La reacción  $F_x$  queda igual, y

$$F_y = \rho Q V_2 \sin \theta + P_2 A_2 \sin \theta + W \quad (1.16)$$

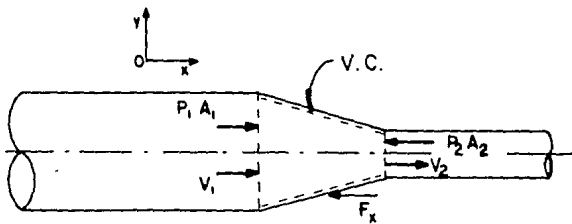
En estas ecuaciones:



FIG. I.11



**Cambio de direccion y de seccion transversal**



**Reduccion de la seccion transversal**

FIG. I.12

$P_1$  = presión en la sección 1, en kg/cm<sup>2</sup>

$P_2$  = presión en la sección 2, en kg/cm<sup>2</sup>

$A_1$  = área de la sección transversal 1, en cm<sup>2</sup>

$A_2$  = área de la sección transversal 2, en cm<sup>2</sup>

$F_x$  = componente en la dirección x de la reacción del con ducto, en kg.

$F_y$  = componente en la dirección y de la reacción del con ducto, en kg.

$W$  = peso del líquido contenido en el volumen de control, - en kg.

Para una reducción horizontal, sin cambio de dirección -- Fig. 1.12 la reacción se obtiene:

$$F_x = -\rho Q(V_2 - V_1) - P_2 A_2 + P_1 A_1 \quad (1.17)$$

POR FRICCIÓN DEL AGUA QUE FLUYE EN UN CONDUCTO.

La fuerza es de tensión o compresión según que la sección considerada esté aguas abajo o aguas arriba del atraque.

$$F = WS = \rho V S \quad (1.18)$$

Donde:

$F$  = fuerza debido a la fricción del agua, en kg.

$W$  = peso del agua que fluye en el conducto en kg.

$V$  = volumen del agua que fluye en el conducto en m<sup>3</sup>.

$\rho$  = peso volumétrico del agua, en kg/m<sup>3</sup>.

$S$  = gradiente piezométrico (la pendiente de la tubería -- bajo condiciones de flujo establecido); sin considerar golpe - de ariete.

Para el caso particular de un conducto circular:

$$F = \frac{\rho \tau d^2}{4} L S \quad (1.19)$$

Donde:

$d$  = diámetro de la tubería en la sección donde se determina la fuerza, en m.

$L$  = longitud de la tubería, por ejemplo, al atraque vecino más próximo, en metros.

#### 1.2.4. FUERZAS PRODUCIDAS POR EL ARRASTRE Y SUSTENTACION DE -- CORRIENTES.

Cuando en fluido en movimiento se encuentra con una frontera curva o cambios bruscos de dirección, se presenta el fenómeno de la separación de la capa límite, que es una pequeña región próxima a la frontera sólida del flujo, y sólo apreciable en fluidos de viscosidad relativamente pequeña, que origina la formación de vórtices y fuertes turbulencias.

La resistencia o arrastre que en un fluido en movimiento ejerce sobre un cuerpo sumergido en él se debe a una fuerza dinámica causada por dos factores, uno que es el esfuerzo cortante que produce fuerzas tangenciales sobre la superficie del cuerpo; y otro, que las intensidades de presión, al variar sobre la superficie del cuerpo por efectos dinámicos o de turbulencia, producen fuerzas normales a la frontera.

La componente de esta fuerza en la dirección de la velocidad general del flujo, recibe el nombre de arrastre y la componente normal recibe el nombre de sustentación.

Las fuerzas de arrastre por fricción ( llamadas también de superficie ) y de presión ( llamadas también de forma ) se definen en términos de los coeficientes de arrastre como:

$$D_f = C_s \rho \frac{V_o^2}{2} A_f \quad (1.20)$$

$$D_p = C_{Dp} \rho \frac{V_o^2}{2} A_p \quad (1.21)$$

Donde:

$D_f$  = fuerza de arrastre por fricción.

$D_p$  = fuerza de arrastre por presión.

$C_f$  y  $CD_p$  = coeficientes de arrastre por fricción y por presión respectivamente. (adimensionales)

$V_o$  = velocidad correspondiente al flujo sin disturbios antes del cuerpo.

Para un cuerpo estacionario en un campo de flujo permanente,  $V_o$  es la velocidad de llegada media en un punto antes del cuerpo tal que las características del flujo no sean afectadas por la presencia del mismo.

$\rho$  = densidad del fluido en la que el cuerpo se encuentra sumergido.

$A_f$  = área donde actúan esfuerzos tangenciales (de fricción)

$A_p$  = área transversal normal a la velocidad  $V_o$ .

El arrastre total  $D$  generalmente se define por la ecuación

$$D = CD \rho \frac{V_o^2}{2} A \quad (1.22)$$

Donde:

$CD$  = coeficiente de arrastre total, que reúne a los componentes del sistema de fuerzas (resultante), en dirección del arrastre y vale:

$$CD = CD_f + CD_p \quad (1.23)$$

$A$  = área transversal a  $V_o$

y siendo  $A = A_p$  el coeficiente:

$$CD_f = C_f \left( \frac{A_f}{A_p} \right) \quad (1.24)$$

$CD_p$  es el mismo en las ecuaciones (1.21) y (1.23).

La fuerza de sustentación se evalúa análogamente como:

$$L = CL \rho \frac{V_o^2}{2} A \quad (1.25)$$

Donde:

$L$  = fuerza de sustentación.

$CL$  = coeficiente de sustentación.

$A$  = área proyectada normal a  $V_0$ .

Los coeficientes de arrastre y sustentación dependen de la geometría del cuerpo y de los parámetros adimensionales -- que describen el comportamiento dinámico del fluido en movimiento permanente, esto es:

$C_D = C_D f^* (\text{Geometría, } Re, Fr, Eu)$

$C_L = C_L f (\text{Geometría, } Re, Fr, Eu)$

Geometría = naturaleza geométrica, rugosidad superficial y distancias a otras fronteras del fluido o cuerpos.

$Re$  = número de Reynolds

$Fr$  = número de Froude

$Eu$  = número de Euler

Por simplificación se considera solamente los parámetros más importantes en el fenómeno de arrastre de cuerpos sumergidos en un fluido que se comporta como incompresible, éstas -- son las fuerzas de viscosidad, es decir, el número de Reynolds y la geometría.

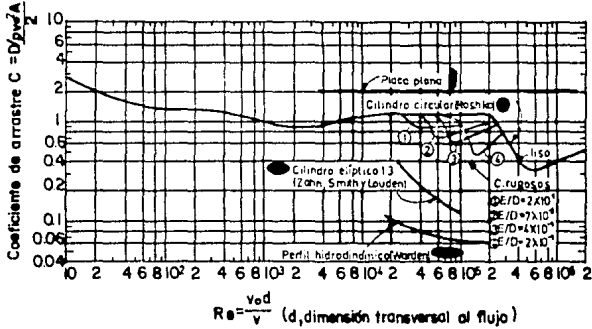
En un laboratorio, mediante un túnel de viento o agua, -- se facilita y se obtiene una mejor medición del coeficiente -- de arrastre.

#### 1.2.4.1.) ARRASTRE TOTAL DE CUERPOS BIDIMENSIONALES.

En la Fig. 1.13 se presenta la variación del coeficiente de arrastre total de cuerpos bidimensionales de diferentes -- formas de sección, contra el número de Reynolds, que ha sido-

\*  $f()$  = en función de.

FIG. I.13



**Coefficientes de arrastre total para cuerpos bidimensionales.**



**Vórtices en la estela de un cilindro,  $Re = 60$ .**

FIG. I.14

obtenida experimentalmente.

Para números de Reynolds entre 60 y 5000, las ondas de estela del cuerpo, que se presentan aguas abajo del cilindro por la presencia de éste, se incrementan en amplitud y se desprenden formando dos líneas de vórtices alternados, Fig. 1.14 que confieren un movimiento oscilante de un lado a otro.

Este fenómeno se conoce como línea de vórtices de Von Kármán y se caracteriza por una periodicidad que induce vibraciones en el cilindro.

A través del intervalo de formación de vórtices periódicos, el coeficiente de arrastre es prácticamente constante, ---  $CD \approx 1$ .

El límite del número de Reynolds=50 marca el final del movimiento muy lento, mientras que el límite superior del número de Reynolds = 5000 corresponde a la terminación de las condiciones periódicas laminares de la estela.

La formación de vórtices asimétricos detrás del cilindro da lugar a un empuje lateral o de sustentación que se alterna con una frecuencia  $f$ , con las cuales se desarrolla (si la tubería no está soportada rígidamente) un movimiento oscilatorio normal a la velocidad del flujo libre, especialmente si la frecuencia de formación de los vórtices está próxima a la frecuencia natural de vibración del cuerpo.

Para números de Reynolds mayores a 5000 la estela puede considerarse completamente turbulenta, aunque la capa límite sobre la porción anterior del cilindro permanezca laminar.

En el intervalo de número de Reynolds, entre  $5 \times 10^3 < Re < 2 \times 10^5$  puede considerarse coeficiente de arrastre  $C_D = 1.2$

La caída brusca en la gráfica de la Fig. 1.13 cerca de  $Re = 2 \times 10^5$  ocurre cuando se convierte en turbulencia la capa límite adherida sobre la mitad trasera del cilindro.

El punto de separación del flujo está muy próximo al punto donde el gradiente de presión adverso principia para un ángulo =  $90^\circ$  o ligeramente arriba de éste.

La magnitud aproximada de la fuerza transversal se puede obtener de las ecuaciones siguientes:

$$L = \rho V_o^2 (T/2) \quad (1.26)$$

$$T = 1.7V_o d \quad (1.27)$$

Donde:

d = diámetro del cilindro.

#### 1.2.5 EFECTOS CAUSADOS POR OLAS.

##### GENERACION Y DISIPACION DE OLAS.

Las características de las olas en aguas profundas dependen del viento, el tiempo de ráfaga que presente el viento, así como la distancia que el viento recorre hasta un punto en cuestión.

Lo anterior es llamado producción de olas (fetch). Para la determinación de la producción de olas es necesario contar con registros de vientos y presiones de la zona (plano de corrientes con líneas de presiones iguales), para estructuras marinas se requieren registros de los últimos 50 años, es necesario conocer la altura de ola máxima presentada en los últimos 50 años. Lo anterior es muy importante, para definir la longitud y posición de la zona de aproximación de olas (approach), ya que este será el sitio en donde se presente la dispersión de olas mediante el rompimiento de las rismas.



El movimiento de una ola vista longitudinalmente es semejante a una curva senoide donde la altura de olas se mide desde el valle de la senoide hasta la creta de la misma.

La zona de aproximación es definida en función de la altura máxima de olas ya que es el lugar en el cual éstas rompen por no encontrar debajo de ellas la suficiente columna de agua para proseguir con su movimiento ondulatorio, causando en su rompimiento serias fuerzas de impacto y esfuerzos de flexión sobre la tubería.

La solución a este tipo de problema es de tipo constructivo mediante la formación de pequeñas escolleras, donde su longitud se determina en función de la zona de aproximación. Estas escolleras sirven para evitar el efecto producido por las olas a la estructura así como proporcionar una zona de aguas tranquilas durante el lanzamiento de la tubería al mar. Una vez lanzada la tubería, se rellena parte de las escolleras mar adentro para ofrecer mayor protección a la estructura.

El diseño de escolleras se realiza en función de la dirección de corrientes y fuerzas de impacto de las olas.

La expresión profundidad límite de diseño es el criterio usado para definir la margen donde rompen las olas. Los Ingenieros especializados en estructuras marinas proponen que la razón entre la altura de ola y la profundidad a que rompen es de 0.75 veces la altura de la ola, es decir, a una profundidad de 0.78 veces la altura de la ola se puede establecer la margen de rompimiento de olas.

Fuerzas producidas por las olas.

a) Tubería paralela al frente de las olas.

Las ecuaciones que a continuación se escriben proporcio-

ñan las fuerzas máximas inducidas a una tubería dispuesta en forma paralela al frente de la ola (es decir, perpendicular al movimiento del agua). Las fuerzas máximas horizontal y vertical están dadas por  $F_{max}$  y  $P_{max}$  respectivamente:

$$F_{max} = C_{max} \frac{\rho}{2} (D l^*) \beta_1 U_{max}^2 \text{ aire} \quad (1.27a)$$

$$P_{max} = K_{max} \frac{\rho}{2} (D l^*) \beta_1 U_{max}^2 \text{ aire} \quad (1.27b)$$

Donde:

$\rho$  = densidad del agua de mar.

$D$  = diámetro de la tubería.

$l^*$  = longitud determinada de tubería sobre la cual van a actuar las fuerzas producidas por las olas

$\beta_1$  = factor empírico adimensional.

$U$  = velocidad máxima teórica de ráfaga del aire.

Es conveniente definir para el cálculo de los valores de diseño de  $F_{max}$  y  $P_{max}$  la ecuación de  $\phi$  basados en estudios sobre la teoría del aire.

$$\phi = \beta_3 \left( \frac{U_{max}^2 \text{ aire}}{U_{max} \text{ aire} D} \right) \quad (1.27c)$$

Donde:

$U$  = velocidad.

$\dot{U}$  = aceleración.

$D$  = diámetro del tubo.

$\beta_3$  = factor empírico adimensional.

Por estudios realizados en Estados Unidos para el factor  $\beta_3$  se ha adoptado el valor de 0.86 para este factor.

$\beta_1$  es un factor de corrección. Basado en trabajos de estudio en los océanos Atlántico y Pacífico en Estados Unidos  $\beta_1$  asume el valor de 1.08

Con el valor de  $\beta_3 = 0.86$  y obteniendo los valores  $C_{max}$  y  $k_{max}$  de la Fig. 1.14a y completando las ecuaciones 1.27a y 1.27b con  $\beta_1 = 1.08$ , se pueden obtener los valores de diseño de  $F_{max}$  y  $P_{max}$ .

b) Tubería con ángulo de ataque.

Generalmente las zonas de aproximación están relacionadas con corrientes uniformes perpendiculares y corrientes con ángulo de ataque. Los valores máximos de las fuerzas horizontal y vertical calculadas en el inciso anterior pueden ser ajustadas a un ángulo de ataque mediante las curvas de la Fig. 1.14b

El emisor por sí solo resiste la mayor parte del esfuerzo de flexión causado por los cambios de dirección inducidos por la carga de la ola sobre su longitud, en aguas profundas.

Siguiendo con lo anterior es sugerible realizar un diagrama de carga en los lugares cercanos donde se espera sea la zona de aproximación. Para un diseño específico de ola, cuyas características dependen o están dadas por la profundidad del agua, período y altura de ola.

En cualquier estación a lo largo del difusor la profundidad es conocida; la variación de altura y longitud de ola puede ser acarreada a otras estaciones del emisor para obtener el diagrama de carga. En donde el diseño presente incipientes rompimientos de ola, puede ser en ésta estación del emisor en donde se presente el riesgo de falla estructural y desaparezca el emisor del fondo del mar.

El ángulo de ataque es medido a partir de la orilla de la playa hacia el difusor en ambos lados según sea la corriente.

Teniendo el ángulo específico de ataque, permite con la ayuda de la Fig. 1.14b deducir el coeficiente de alteración--

CURVAS DE DISEÑO PROPUESTAS PARA CUALQUIER DISTANCIA DEL EMISOR DIFUSOR SUBMARINO  
PARALELO AL FRENTE DE OLA

FIG. I.14a

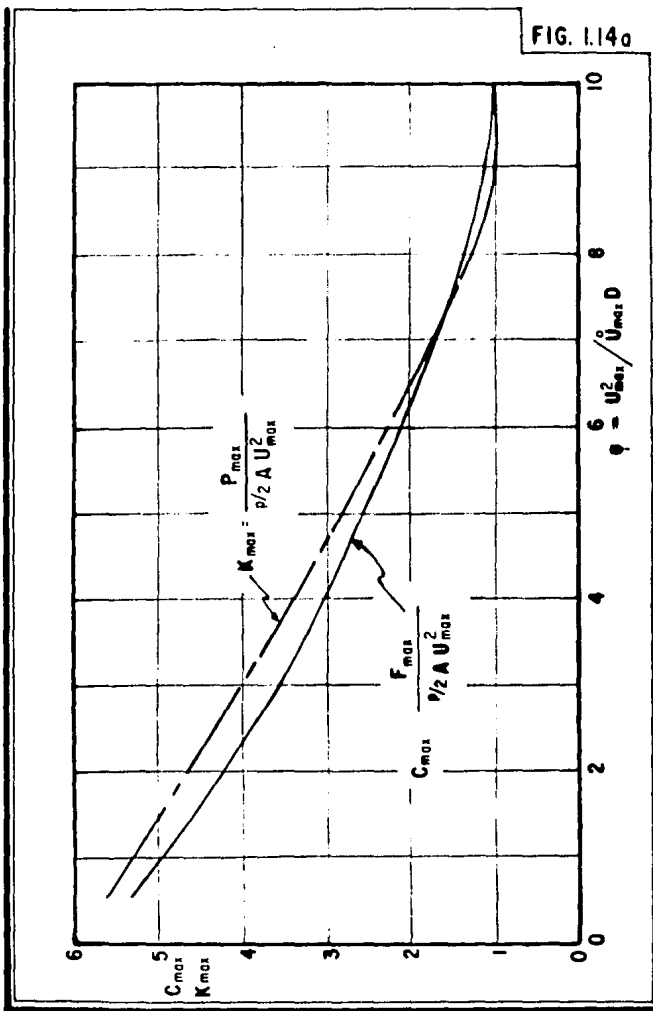
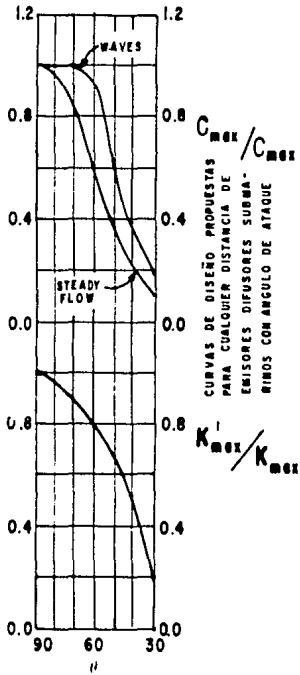


FIG. I.14b



de las fuerzas máximas producidas por las olas.

Las fuerzas pueden ser calculadas como:

$$F'_{\max} = C'_{\max} \frac{\rho}{2} (D1^*) \beta 1U^2_{\max \text{ aire.}} \quad (1.27d)$$

$$P'_{\max} = K'_{\max} \frac{\rho}{2} (D1^*) \beta 1U^2_{\max \text{ aire.}} \quad (1.27e)$$

Una vez calculadas las fuerzas que producen las olas sobre la estructura y delimitada la zona de aproximación, es necesario la presencia de Ingenieros especializados en estructuras marinas, para corroborar la determinación de la zona de aproximación y diseñar el tamaño y peso de las rocas que se utilizarán en la formación de las escolleras así como la longitud de las mismas, su experiencia y criterio es fundamental en este tipo de obras (especiales) ya que de ellas depende en gran parte el éxito de la estructura. Los Ingenieros en estructuras marinas aplican a su criterio los factores de seguridad que consideren pertinentes dada la confiabilidad de los datos obtenidos por los estudios de corriente, vientos y altura de olas.

Los estudios anteriormente mencionados así como los de batimetría y composición del suelo marino son realizados en México por el Instituto Limnológico de la UNAM.

### 1.3 ACCIONES ACCIDENTALES.

Para los fines de análisis y diseño de tuberías, enterradas o no, que se encuentren en una zona sísmica, será suficiente tomar en cuenta la acción accidental provocada por los temblores, ya que es la que causa los efectos más desfavorables. No será necesario incluir otras acciones accidentales en el análisis formal, sino únicamente tomar precauciones para evitar el comportamiento catastrófico en el caso de que ocurriesen.

#### 1.3.1.) SISMO.

Para fines de análisis y diseño de tuberías, será aplicable la regionalización sísmica de la República Mexicana Fig. 1.15

Para tuberías no enterradas, que tengan apoyos fijos, la acción sísmica es transmitida por los soportes (apoyos) a la conducción. El comportamiento de este tipo de estructuras puede estudiarse satisfactoriamente con modelos de vigas continuas, sometidas a movimiento lateral de la base definidos por los espectros de diseño, considerados en los capítulos de diseño por sismo contenido en los Reglamentos (C.F.E., D.D.F.).

Para tuberías enterradas el análisis y diseño sísmico deberá realizarse teniendo presente las siguientes especificaciones.

a) Las curvas y deformaciones longitudinales para las que se revise la tubería deben ser las más desfavorables que ocurran al nivel de la tubería para los distintos de ondas sísmicas que puedan afectar el sitio.

b) Cuando no se disponga de la información requerida en





el inciso anterior, las curvaturas y deformaciones máximas para las que se revise la tubería serán las siguientes:

$$K_{max} = ar / C_s^2 \quad (1.28)$$

$$E_{max} = V_r / C_p \quad (1.29)$$

Donde:

$K_{max}$  = curvatura máxima.

$E_{max}$  = deformación unitaria longitudinal máxima.

$V_r$ ,  $ar$  = valores máximos de las intensidades sísmicas en el tubo ( Ver tablas 1.6 y 1.7 ).

$C_p$  = velocidad de propagación de ondas P de compresión, en el medio que rodea al tubo.

$C_s$  = velocidad de propagación de ondas de cortante S, en el medio que rodea al tubo.

Para calcular esas deformaciones se admite que el suelo impone a las tuberías desplazamientos iguales a los que se producirían si la conducción no existiera, es decir, se supone que la interacción entre el suelo y la tubería es despreciable. Se admite que el movimiento del suelo en vecindad de la tubería es el movimiento de campo libre.

c) Las curvaturas y deformaciones máximas que pueda causar cualquier sollicitación sísmica serán las siguientes:

Tubos de acero liso o corrugado. Se deberá cumplir:

$$K_{max} < 0.01/r \quad (1.30)$$

$$E_{max} < 0.006 \quad (1.31)$$

Donde:

$r$  = radio exterior de la sección transversal.

### 1.3.2.) CONSIDERACIONES PRACTICAS ANTISISMICAS.

TABLA 1.6 VALORES DE LA INTENSIDAD SISMICA  $a_r$

ZONA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	$a_r$ cm/seg <sup>2</sup>
A	I	29.4
	II	44.1
	III	58.9
B	I	29.4
	II	44.1
	III	58.9
C	I	49.0
	II	78.5
	III	98.0
D	I	88.3
	II	137.3
	III	176.6

TABLA 1.7 VALORES DE LA INTENSIDAD SISMICA  $v_r$

ZONA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	$v_r$ cm/seg
A	I	1.9
	II	5.1
	III	9.4
B	I	1.9
	II	4.7
	III	10.0
C	I	2.6
	II	7.5
	III	12.5
D	I	2.8
	II	8.7
	III	16.9

A continuación se proporcionan algunas medidas recomendables para minimizar los daños causados por efectos sísmicos - en tuberías.

La conducción debe localizarse lo más lejano que sea posible de fallas sísmicas. Debe evitarse que las tuberías sean paralelas a las fallas sísmicas cuando una tubería tenga que cruzar una falla, deberá colocarse oblicuamente a ella para - reducir los esfuerzos cortantes que puedan presentarse.

#### 1.4 COMBINACION DE ACCIONES.

##### 1.4.1.) CONDUCCIONES POR GRAVEDAD Y CONDUCCIONES A PRESION, - NO AHOGADAS EN CONCRETO.

Las conducciones por gravedad y conducciones a presión - no ahogadas en concreto, se diseñarán para las siguientes condiciones con los respectivos factores de seguridad (FS).

a) Condición normal. Esta condición incluye la carga estática máxima, obtenida de las acciones permanentes y variables, más la presión normal de operación.

Para esta condición se recomienda emplear un FS de 3.0,- Basado en el mínimo valor de resistencia a la tensión del material, pero en ningún caso el esfuerzo permisible excederá - 2/3 del esfuerzo de fluencia mínimo.

b) Condición intermitente. Esta condición incluye las -- presiones que se presentan durante el llenado y vaciado de -- conducciones, más la carga estática, más la ocurrencia del -- sismo.

Se recomienda emplear un FS de 2.25 basado en el mínimo-valor de la resistencia a tensión, pero en ningún caso el esfuerzo permisible excederá de 0.8 del esfuerzo de fluencia mínima.

c) Condición de emergencia. Esta condición incluye la posibilidad de cierre de válvulas y compuertas, en un tiempo igual o menor a  $2L/V_{pa}$ , segundos, donde L es la longitud del conducto en metros y  $V_{pa}$  es la velocidad de la onda de presión más la carga estática.

Para esta condición se recomienda emplear un FS de 1.5- basado en el mínimo valor de la resistencia a tensión, pero-

en ningún caso el esfuerzo permisible excederá al esfuerzo de fluencia mínimo.

d) Condición excepcional. Esta condición incluye el malfuncionamiento del equipo de control en las condiciones más adversas. No se empleará como base de diseño de tuberías.

Si el esfuerzo máximo de la tubería no excede el valor mínimo de la resistencia a la tracción, la integridad estructural de la tubería estará razonablemente asegurada.

Se deben tomar precauciones con el fin de minimizar la probabilidad de ocurrencia y los efectos de la condición excepcional.

#### 1.4.2.) CONDUCCIONES POR GRAVEDAD Y CONDUCCIONES A PRESION EN TERRADAS.

Este tipo de tuberías se diseñarán para las condiciones normal, intermitente y de emergencia establecidas en 1.4.1., con los mismos factores de seguridad.

C A P I T U L O   I I

D I S E Ñ O

## C A P I T U L O    I I

## D I S E Ñ O

## GENERALIDADES.

El diseño estructural, es la parte principal en un proyecto de Ingeniería Civil, mediante el cual, se definen las características de la obra.

El objetivo de una estructura en su conjunto, es resistir las acciones a que va a estar sometida, sin colapso o deformaciones que no permitan su buen funcionamiento.

En el diseño estructural de una tubería, se deberá contar con todos los datos obtenidos en el diseño hidráulico. Nunca los diámetros o dimensiones de la sección, serán menores a los que se requieran para un buen funcionamiento hidráulico.

Ya que los tubos de acero son suministrados directamente de la fábrica a la obra y las especificaciones y datos de diseño son proporcionados por el fabricante, es necesario hacer un análisis con criterio estructural para una buena elección de la tubería .

Las tuberías de acero podrán estar o no ahogadas en concreto, las que no estén ahogadas en concreto podrán tener apoyos intermedios o estar completamente enterradas.

Las tuberías deberán revisarse para la combinación más desfavorable a la que pueda estar sometida durante la conducción del fluido, es decir, a la combinación de carga externa y presión interna que pueda presentarse durante el funcionamiento de la tubería.

En tuberías enterradas por revisión de estado límite de servicio se admitirá una deformación unitaria circunferencial máxima y un incremento del diámetro horizontal máximo, tal -- que la deflexión vertical de la clave superior del tubo no exceda del 2% del diámetro en tuberías rígidas y del 5% del diámetro en tuberías flexibles.

Las tuberías que por razones de construcción tengan su eje longitudinal inclinado se deberá tomar en cuenta su posición para el cálculo de esfuerzos.

#### CALCULO Y REVISION.

Para fines de cálculo y revisión del estado de esfuerzos en tuberías, se admitirá que se comporta, en términos generales y para simplificación y facilidad relativa de su cálculo como un cascarón cilíndrico sometido a esfuerzos de membrana y flexión.

Las tuberías que tengan apoyos intermedios y juntas de dilatación entre anclajes, se analizarán como vigas continuas. El análisis de este tipo de estructura involucra la determinación de esfuerzos longitudinales y circunferenciales cuya combinación no deberá exceder el valor del esfuerzo permisible del tubo.

En tuberías con apoyos intermedios los esfuerzos que deben considerarse para la condición normal de diseño son los siguientes:

Entre apoyos.

1.- Esfuerzos longitudinales debidos a la flexión de la viga.

2.- Esfuerzos longitudinales por presión interna, debidos al movimiento longitudinal por cambios de temperatura y



por efectos sísmicos.

3.- Esfuerzos circunferenciales por presión interna.

4.- Esfuerzo equivalente basado en la teoría de falla de Hencky-Mises.

En los apoyos.

1.- Esfuerzos circunferenciales en anillos rígidos debidos a la flexión, esfuerzos normales directos (provocados por cualquier acción que no sea la presión interna), y esfuerzos normales por presión interna.

2.- Esfuerzos longitudinales en el tubo en la zona del apoyo, causados por flexión, cambios de temperatura, presión interna y efectos sísmicos.

3.- Esfuerzos de flexión impuestos por el anillo rigidizante.

4.- Esfuerzo equivalente basado en la teoría de falla de Hencky-Mises.

Las tuberías deberán diseñarse para la combinación de acciones indicadas en 1.4

Los esfuerzos permisibles para las distintas condiciones de diseño, de acuerdo con las especificaciones ASTM, son los que aparecen en la Tabla 2.1

El espesor de cualquier tubo después de su fabricación y sin incluir las tolerancias por desgaste no será menor de 6.0 mm.

En tuberías con apoyos y/o juntas de expansión se deberá calcular una fuerza de fricción dada por 7.44 kg/cm de -- circunferencia del tubo.

TABLA 2.1 ESFUERZOS PERMISIBLES EN TUBERIAS DE ACERO.

Designación ASTM	Resistencia a la ruptura $F_t$ , en tensión kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia de fluencia $F_y$ kg/cm <sup>2</sup>	Condición normal	Condición intermiten te	Condición de emergen cia	Condición excep cional
A515-Grado 60	4420	2250	0.625 $F_y$	0.8 $F_y$	$F_y$	$F_t$
A516-Grado 60	4420	2250	0.625 $F_y$	0.8 $F_y$	$F_y$	$F_t$
A537-Grado A hasta 3.18 cm de espesor	4930	3520	0.47 $F_y$	0.62 $F_y$	0.98 $F_y$	$F_t$
A537-Grado A espesor mayor que 3.18 cm	4580	3240	0.47 $F_y$	0.63 $F_y$	0.94 $F_y$	$F_t$
A517	8100	7040	0.38 $F_y$	0.51 $F_y$	0.77 $F_y$	$F_t$

Los esfuerzos longitudinales provocados por esta fuerza se combinarán con aquellos longitudinales que se obtengan -- por otros efectos.

## 2.1 ESPESORES MINIMOS.

El espesor de las tuberías de sección cilíndrica sometida a presión interna será igual cuando menos, al mayor de -- los siguientes valores:

a) Si la presión interna es tal que  $P \leq 0.4S$

$$t = \frac{P r_i}{S - 0.5P} \quad (2.1)$$

Donde:

t = espesor mínimo requerido.

P = presión interna de diseño.

$r_i$  = radio interior del tubo.

S =  $K F_t$ , esfuerzo límite de diseño.

K = factor de intensidad de esfuerzo.

$F_t$  = resistencia mínima a la tensión.

El valor de K se tomará como la unidad para la condición normal de diseño y como 1.2 para las condiciones intermitente y de emergencia.

b) Si la selección está sometida a una fuerza circunferencial de tensión.

$$t = \frac{0.5 P r_i + T}{S - 0.5P} \quad (2.2)$$

Siendo T = fuerza circunferencial en el tubo.

El espesor mínimo de tuberías cónicas se determinará -- con los mismos criterios establecidos para tuberías cilíndricas. Se deberá emplear  $r_m$  en vez de  $r_i$ , donde  $r_m$  es el radio medio para la sección que se esté analizando.

## 2.2 TRANSICIONES.

Las transiciones se podrán hacer de dos formas: con reductores concéntricos que transmiten toda la carga longitudinal y con secciones cónicas.

En una conducción, la cual va a estar en la mayoría de su longitud con apoyos intermedios será de mayor facilidad constructiva hacer las transiciones concéntricas; sólo de este tipo de transiciones se hará mención a continuación.

### Reductores concéntricos.

En este tipo de transición toda la carga longitudinal se transmitirá por la pared del tubo; en ellas el espesor mínimo no será menor que el obtenido en 2.1 para tuberías cónicas.

Los reductores podrán estar contruidos por uno o más elementos para unir tramos de tubo de distinto diámetro con la condición de que tengan el eje longitudinal coincidente.

Cuando se combinan varios elementos que tengan diferentes espesores para formar un reductor, todos deberán cumplir con el espesor mínimo requerido de acuerdo con 2.1

## 2.3 ESFUERZO EQUIVALENTE DE FALLA (TEORIA DE HENCKY-MISES).

Se deberá verificar que el esfuerzo equivalente de falla  $S_e$ , no exceda los esfuerzos permisibles de la tubería dados en la tabla 2.1. El esfuerzo  $S_e$  se calculará como sigue:

$$S_e^2 = S_1^2 - S_1 S_2 + S_2^2 \quad (2.3)$$

Donde:

$S_1, S_2$  = esfuerzos principales obtenidos para la combinación de acciones dada en 1.4

## 2.4 ANCLAJES.

Toda conducción con cambio de dirección en la rasante o cambio de sección, deberá estar anclada de tal forma que las fuerzas que se presentan en la conducción, debidas a todas las acciones resultantes en la condición de diseño, sean absorbidas por el atraque sin que se transmitan al tramo siguiente de la tubería.

Los anclajes se deberán diseñar como estructuras de gran capacidad, capaces de soportar todas las fuerzas, tanto verticales como horizontales, que se presenten y que combinadas con el peso propio deben tener una resultante que actúe en el tercio medio de la base del mismo.

Los atraques deberán estar diseñados para soportar la combinación más desfavorable de las siguientes fuerzas:

a) Fuerzas ejercidas por los pesos de la conducción. En la Fig. 2.1 se indica un tipo de atraque requerido por cambio de rasante.

El empuje ejercido sobre el atraque por los efectos de aguas arriba de él se calcula como:

$$E_1 = q_1 L_1 \operatorname{sen} \alpha_1 \quad (2.4)$$

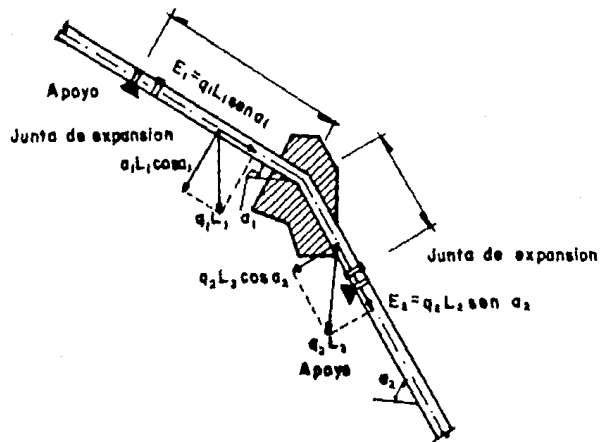
Y la tensión producida aguas abajo como:

$$E_2 = q_2 L_2 \operatorname{sen} \alpha_2 \quad (2.3)$$

Donde:

$q_1, q_2$  = peso de la conducción por metro de longitud, aguas arriba y aguas abajo, respectivamente hasta el apoyo inmediato a la junta de expansión.

$L_1, L_2$  = longitud de la conducción desde el vértice del codo, aguas arriba y aguas abajo, respectivamente hasta el



Atrache en una tubería con cambio de rasante.

FIG. 2.1

poyo inmediato a la junta de expansión.

$\alpha_1, \alpha_2$  = ángulo de inclinación aguas arriba y aguas abajo, respectivamente.

b) Fuerzas de rozamientos de la tubería con sus apoyos.

Para calcular estas fuerzas se deberá considerar que la tubería está completamente llena de agua y su acción será -- perpendicular a los ejes de las conducciones respectivas. Para el tramo aguas arriba esta fuerza se calculará como:

$$N_1 = q'_1 L'_1 \mu \cos \alpha_1 \quad (2.6)$$

Y para el tramo aguas abajo:

$$N_2 = q'_2 L'_2 \mu \cos \alpha_2 \quad (2.7)$$

Donde:

$q'_1, q'_2$  = peso de la conducción por metro de longitud, llena de agua, para los tramos aguas arriba y aguas abajo -- respectivamente, hasta el apoyo inmediato a la junta de expansión.

$\mu$  = coeficiente de rozamiento del tubo con sus apoyos.

c) Fuerza por presión hidrostática.

Esta se calculará como:

$$F = \gamma h A \quad (2.8)$$

Donde:

$\gamma$  = peso específico del agua.

$h$  = altura desde el centro de gravedad de la superficie comprimida, por la presión hidrostática, hasta el nivel superior del agua en la cámara de presión.

$A$  = área de la sección transversal de la tubería.

Esta fuerza actúa en dirección del flujo en la conducción superior a ésta se opone otra que se ejerce en sentido contrario al flujo en la conducción inferior, la cual se puede calcular empleando la misma altura  $h$  sin cometer errores-

sensibles.

La resultante de esas dos fuerzas por presión hidrostática se calculará como:

$$F_r = 2 \gamma h A \sin \frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2} \quad (2.9)$$

La cual tendrá dirección hacia arriba si:

$$\alpha_2 - \alpha_1 > 0$$

Y hacia abajo en caso contrario.

En las conducciones que tengan cambio de sección existirá una fuerza causada por las presiones hidrostáticas radiales, la cual se calculará como:

$$F_R = 0.785 \gamma h (d_1^2 - d_2^2) \quad (2.10)$$

Donde:

$d_1, d_2$  = diámetro de la conducción aguas arriba y aguas abajo respectivamente.

d) Fuerza de arrastre por rozamiento del agua contra el tubo.

Cuando el agua está en movimiento roza contra las paredes del tubo y este rozamiento es mayor cuanto más rugosidad presenta la superficie interior del conducto. Esta fuerza -- tiende a arrastrar al tubo hacia abajo, tanto a la parte superior como a la que está en la parte inferior.

Se calculará para el tramo superior como:

$$F_a = P_1 L_1 t_1 \quad (2.11)$$

Y para el inferior como:

$$F_a = P_2 L_2 t_2 \quad (2.12)$$

Donde:

$P_1, P_2$  = Perímetro mojado, aguas arriba y aguas abajo respectivamente hasta el apoyo inmediato a la junta de expansión.



Estas fuerzas de arrastre se calcularán para los tramos de conducción comprendidos entre el atraque y las juntas de expansión superior e inferior.

De no existir juntas, deberá tomarse como L1 y L2, la mitad de las longitudes de los tramos inmediatos superior e inferior hasta los atraques más próximos.

T1, T2 = esfuerzos cortantes de rozamientos.

$$T = \frac{\gamma}{2} r S_f \quad (2.13)$$

$$T = T_o \frac{r}{R} \quad (2.14)$$

$$T_o = R h S_f \gamma \quad (2.15)$$

$$h f = \left( \frac{V n}{R h^{2/3}} \right)^2 L \quad (2.16)$$

$$S_f = \frac{h f}{L} \quad (2.17)$$

La ecuación 2.13 determina el esfuerzo cortante total en una sección de radio  $r$ , donde:

$\gamma$  = peso específico del agua.

$S_f$  = pérdidas por fricción por unidad de longitud en el punto donde se quiera conocer  $T$ .

La ecuación 2.14 determina también el esfuerzo cortante total, indicando que hay una variación lineal de  $T$  con el radio que va del valor máximo en la pared ( $R$ ) hasta cero en el eje del conducto donde  $r$  es el radio a donde se está midiendo el esfuerzo cortante.

La ecuación 2.15 determina el esfuerzo cortante en función del peso específico  $\gamma$ , el radio hidráulico  $R_h$  y las pérdidas por fricción  $S_f$ . La ecuación 2.16 determina el valor de la pérdida por fricción en todo el conducto mediante la fórmula Manning donde:

- $v$  = velocidad media del fluido .  
 $n$  = coeficiente de rugosidad de Manning.  
 $R_h$  = radio hidráulico.  
 $L$  = longitud de la tubería.

El radio hidráulico  $R_h$  es la relación del área del conducto entre el perímetro mojado, es decir, el perímetro del conducto que tiene contacto con el agua; para un tubo completamente lleno:

$$R_h = \frac{D}{4} \quad (2.18)$$

$$R_h = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} \quad (2.19)$$

$n$ , depende del material del tubo tabla 2.2 o bien, puede calcularse analíticamente en el sistema MKS con la fórmula de Whittmann:

$$n = \frac{E^{1/6}}{21.1} \quad (2.20)$$

donde  $E$  = rugosidad absoluta (tabla 2.3).

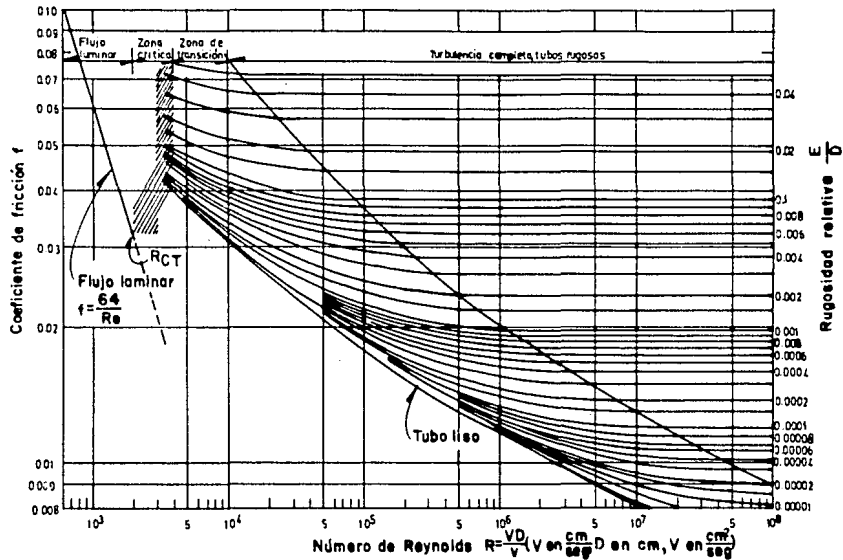
La relación entre el coeficiente de fricción  $f$  y  $n$  es:

$$f = \frac{8g n^2}{R_h^{1/3}} \quad (2.21)$$

Para cálculos ingenieriles es de suficiente aproximación el diagrama universal de Moody Fig. 2.2, que es un resumen - para obtener el factor de fricción  $f$ , en cualquier tipo de tubo y flujo.

La ecuación 2.17 calcula el valor de la pérdida por fricción por unidad de longitud.

Además de las fuerzas mencionadas anteriormente deberán calcularse las que se generan por cambios de dirección en el fluido y el mal funcionamiento de la junta de expansión, si es que existe.



**Coefficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo; diagrama universal de Moody.**

**FIG. 2.2**

TABLA 2.2 VALORES DE  $C_H$ , n y N

Material	$C_H$	n	N
Acero corrugado	60	----	----
Acero con juntas de lock-bar (nuevo)	135	----	----
Acero galvanizado (nuevo y usado)	125	0.014	----
Acero remachado (nuevo)	110	0.015 a 0.016	31
Acero remachado (usado)	85	----	28 a 26
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (nuevo)	120	0.012 a 0.013	34
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (Usado)	90	----	31 a 27
Acero sin costura (nuevo)	---	----	38
Acero sin costura (usado)	---	----	36
Fierro soldado, con revestimiento especial (nuevo y usado)	130	----	----
Fierro fundido limpio (nuevo)	130	0.013	35
Fierro fundido sin incrustaciones (usado)	110	----	----
Fierro fundido con incrustaciones (viejo)	90	----	30
Plástico	150	----	----
Asbesto-cemento (nuevo)	135	----	----
Cobre y latón	130	----	----
Conductos con acabado interior de cemento pulido	100	----	----
Concreto, acabado liso	130	----	38
Concreto acabado común	120	----	----
Concreto monolítico, colado con cimbras deslizantes (D 1.25 m)	---	0.010 a 0.011	----
Concreto monolítico, bien cimbrado y pulido (D 1.25 m)	---	0.011 a 0.0123	----
Concreto monolítico bien cimbrado y sin pulir (D 1.25 m)	---	0.014 a 0.015	----
Concreto con acabado tosco (D 1.25 m)	---	0.015 a 0.017	27 a 26
Concreto de juntas de macho y campana (D 0.8 m)	---	0.0105 a 0.012	

. TABLA 2.2 VALORES DE  $C_{II}$ , n y N

Material	$C_{II}$	n	N
Concreto con juntas toscas (D 0.5 m)	---	0.0125 a 0.014	30
Concreto con juntas toscas (D 0.5 m)	---	0.014 a 0.017	---
Conductos para alcantarillado	---	----	28
Tubos de barro vitrificado (drenes)	110	0.011	34
Túneles perforados en roca sin revestimiento	---	0.025 a 0.040	---
Madera cepillada o en duelas	120	0.0105 a 0.012	---

TABLA 2.3 RUGOSIDAD ABSOLUTA E EN TUBOS COMERCIALES.

Material	E, en mm	
Tubos lisos:		
De vidrio, cobre, latón, madera (bien cepillada), acero nuevo soldado y con una mano interior de pintura; tubos - de acero de precisión sin costura, ser-pentines industriales, plástico, hule.	0.0015	
Tubos industriales de latón	0.025	
Tubos de madera	0.2	a 1
Hierro forjado	0.05	
Hierro fundido nuevo	0.25	
Hierro fundido, con protección interior de asfalto	0.12	
Hierro fundido oxidado	1	a 1.5
Hierro fundido con incrustaciones	1.5	a 3
Hierro fundido centrifugado	0.05	
Hierro fundido nuevo con bridas o juntas de macho y campana	0.15	a 0.3
Hierro fundido usado, con bridas o juntas de macho y campana	2	a 3.5
Hierro fundido para agua potable, con <u>ba</u> s-tantes incrustaciones y 50 a 125 mm de -- diámetro	1	a 40
Hierro galvanizado	0.15	
Acero rolado nuevo	0.05	
Acero laminado nuevo	0.04	a 0.1
Acero laminado con protección interior de asfalto	0.05	
Tubos de acero soldado de calidad normal:		
Nuevo	0.05	a 0.10
Limpado después de mucho uso	0.15	a 0.20
Moderadamente oxidado, con pocas <u>incrusta</u> ciones	0.4	
Con muchas incrustaciones	3.0	
Con remaches transversales, en buen estado	0.1	
Con costura longitudinal y una línea <u>trans</u> versal de remaches en cada <u>junta</u> , o <u>laquea</u> do interiormente	0.3	a 0.4

...TABLA 2.3 RUGOSIDAD ABSOLUTA E EN TUBOS COMERCIALES.

Material	E, en mm	
Con líneas transversales de remaches, sencilla o doble; o tubos remachados con doble hilera longitudinal de remaches e hilera transversal sencilla, sin incrustaciones	0.6	a 0.7
Acero soldado, con una hilera transversal sencilla de pernos en cada junta, laqueado interiormente sin oxidaciones, con circulación de agua turbia	1.0	

Dependiendo del valor que adquieran estas fuerzas podrán incluirse o no en el análisis de la estabilidad de los atraques.

## 2.5 UNIONES SOLDADAS.

Se empleará el término de categoría para definir la localización y no el tipo de la unión soldada en la tubería. En la Fig. 2.3 se muestra la localización típica de uniones soldadas en un recipiente a presión.

Categoría A. Tienen localización longitudinal y se emplean para unir partes de tubos rectos o en transiciones, además pueden emplearse para uniones circunferenciales que conectan tapas hemisféricas a tubos, a transiciones o a cámaras de comunicación. También son empleadas en uniones dentro de tapas.

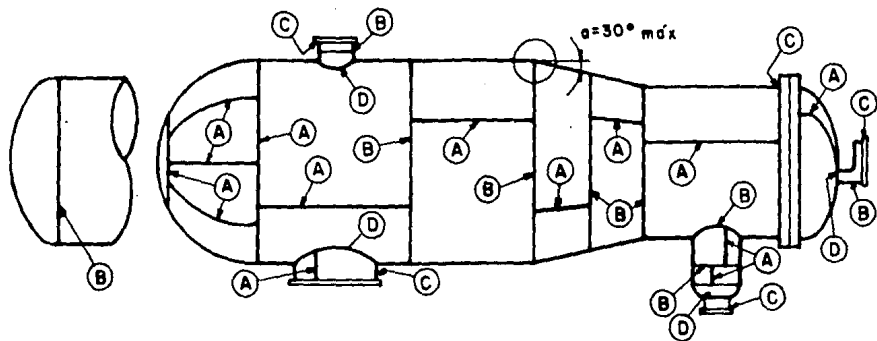
Categoría B. Tienen localización circunferencial dentro del tubo, en cámaras de comunicación o en transiciones de diámetros; se incluyen en esta categoría las uniones en transiciones ya sean de lado de sección mayor o menor. Pertenecen a esta categoría las uniones soldadas circunferenciales que conectan tapas, que no sean hemisféricas a tuberías, a transiciones o cámaras de comunicación.

Categoría C. Son uniones soldadas que conectan patines, tubos (secundarios) o tapas planas a la tubería principal, a tapas, a transiciones o a cámaras de comunicación.

Categoría D. Son uniones soldadas para conectar cámaras de comunicación a tuberías principales, a transiciones o a tapas.

a) Tipos permitidos de uniones soldadas.





Localizacion de uniones soldadas tipicas.  
 Categorias A, B, C y D

FIG. 2.3

Las uniones soldadas según sea su categoría, deberán cum  
plir los siguientes requisitos:

Categoría A. Todas estas uniones serán del tipo 1 a tope

Categoría B. Todas estas uniones serán del tipo 1 o del-  
tipo 2 a tope.

Categoría C. Todas estas uniones serán del tipo 1 a tope  
o de penetración completa en esquina.

Categoría D. Las uniones pertenecientes a esta categoría  
pueden ser del tipo 1 a tope o bien en filete.

b) Requisitos específicos para tipos de uniones.

b.1 Tipo 1 a tope. Esta unión está formada con doble sol-  
dadura, con la misma calidad de material colocado en ambos la  
dos de la superficie soldadas. Las soldaduras que tienen cor-  
dones de apoyo que permanecen en su lugar no pertenecen a es-  
te tipo.

Las uniones de tipo 1 tendrán penetración y fusión com-  
pleta; además, estarán libres de cortes, traslapes, lomos y -  
valles abruptos.

El examen de las uniones del tipo 1 ya sean longitudina-  
les o circunferenciales, será del tipo radiográfico.

b.2 Tipo 2 a tope. Son aquellas formadas con soldadura -  
simple que tienen cordones de apoyo que permanecen en su lu-  
gar. Se deberá tener especial cuidado para alinear y separar-  
las componentes que se van a soldar, con el fin de que exis-  
ta fusión y penetración completa. Los cordones de apoyo se ha  
rán continuos.

Las uniones del tipo 2 deberán examinarse radiográfica-  
mente.

b.3 De penetración completa en esquina. Son las que co--

nectan dos miembros en ángulo recto en forma de L ó T . La tubería deberá extenderse por toda la parte que se suelde y -- tendrá fusión completa en toda su longitud.

Este tipo de soldadura puede examinarse con el método de penetración de líquido, excepto en los siguientes casos:

1.- Para la categoría C cuando el tubo tenga un espesor mayor de 64mm el examen se realizará con el método de Ultrasonido o radiográficamente

2.- Para la categoría D cuando la abertura es mayor de-- 150mm en diámetro o 64mm en espesor, el examen se hará radiográficamente o con ultrasonido.

b.4 Uniones en filete. Son aquellas de sección aproximadamente triangular para unir dos superficies de ángulo recto y tienen la dimensión de la garganta al menos 70% del espesor menor de las partes que se unen, pero nunca inferior a 6 mm.

Las soldaduras en filete estarán libres de ondulaciones- ásperas, traslapos, lomos y valles abruptos.

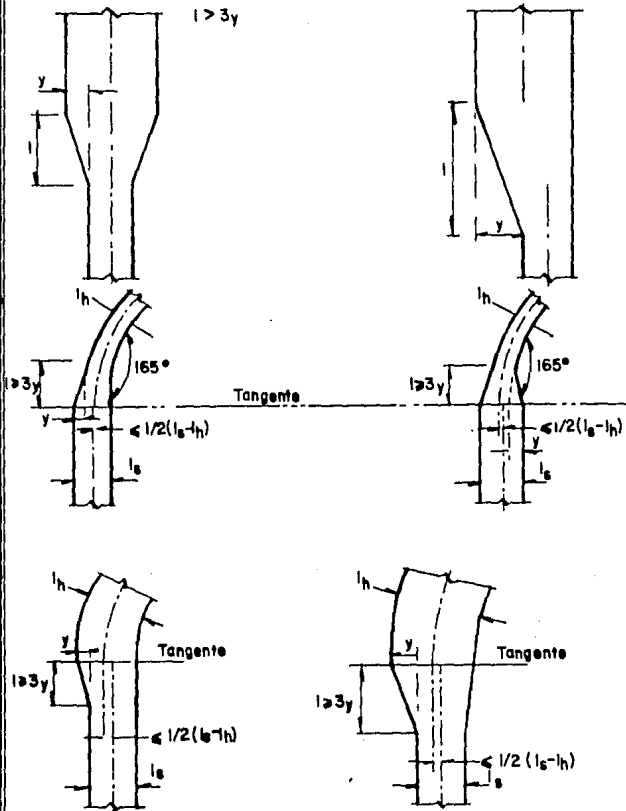
El examen de este tipo de soldadura se podrá hacer con - la prueba de penetración de líquido.

c) Uniones entre secciones de distinto espesor.

Para uniones de categoría A y B, cuando las secciones difieren en más de 1/4 de espesor de la sección más delgada o - de 3.2 mm la transición será lineal como se indica en la Fig. 2.4

En este tipo de uniones se deberán cumplir los requisi-- tos adicionales siguientes:

FIG. 2.4



Uniones para secciones de distinto espesor.

a) La longitud de variación lineal no deberá ser menor de tres veces el desnivel "y". Fig. 2.4

b) Cuando se requiera variación lineal en una tapa destinada para soldadura tope, el borde será suficientemente largo, de manera que la longitud de la variación no se extienda más allá de la línea tangente.

NOTA: Se tendrá que analizar la estructura por procedimiento de construcción, comparando los resultados obtenidos con los datos de diseño.

C A P I T U L O   I I I

E F E C T O S   D E   C O R R O S I O N

## C A P I T U L O   I I I

### E F E C T O S   D E   C O R R O S I O N

#### GENERALIDADES.

A los espesores nominales del tubo obtenidos por requisitos de resistencia, se les deberá sumar lo que adicionalmente se requiera para tomar en cuenta el desgaste de corrosión, erosión, abrasión mecánica o cualquier otro agente ambiental.

El espesor de cualquier tubo después de su fabricación y sin incluir las tolerancias por desgaste no será menor de ---  
6.0 mm.

Las tuberías de acero para usos submarinos, deberán estar protegidas tanto en su exterior como en su interior con pinturas anticorrosivas y epóxicas respectivamente, y además llevarán un lastre que se obtendrá con una camisa de concreto de alta densidad, que dará a la tubería el factor de flotación negativa que requiera; y en su parte interior deberá analizarse el efecto de corrosión ocasionado por la calidad del agua que va a conducir.

#### 3.1 TUBERIA DE ACERO SIN PROTECCION.

La precisión en el uso del diagrama universal de Moody - (Fig. 2.2), depende de la elección de  $E$ , según el material de que está construido el tubo. En la Tabla 2.3 se presentan los valores de  $E$  para tubos comerciales.

Distintos intentos de evaluar el efecto corrosivo del agua en conductos se han llevado a cabo, basándose en la reducción del gasto calculado teóricamente de acuerdo con el pH -

del agua y el número de años de servicio de la tubería.

Sin embargo, el criterio que parece más efectivo es el de Genijew al modificar la rugosidad absoluta del tubo nuevo, de acuerdo con el tipo de agua que va a escurrir y el número de años del servicio; esto es:

$$E_t = E_o + at \quad (3.1)$$

Donde:

$E_o$  = rugosidad del tubo (nuevo), en mm.

$a$  = coeficiente que depende del grupo en el que se clasifique el agua que va a escurrir, según la tabla 3.1

$t$  = número de años de servicio de la tubería.

$E_t$  = rugosidad del conducto, después de  $t$  años de servicio en mm.

Esta rugosidad obtenida  $E_t$ , deberá considerarse, para calcular el coeficiente de fricción  $f$  y calcular el coeficiente de rugosidad de Manning a los  $t$  años de servicio de la tubería, y calcular con esto las fuerzas de arrastre por fricción del agua contra el tubo, y las pérdidas de fricción en toda la línea.

También será necesario calcular la rugosidad  $t$ , para determinar el espesor que se le aumentará a la tubería por efectos de corrosión.

### 3.2 TUBERIAS DE ACERO CON PROTECCION.

#### PROTECCION MECANICA.

El recubrimiento y protección para tuberías submarinas, se realiza en plantas lastradoras conforme a las especificaciones de la ASTM, ACI, INCYC e IMP.



TABLA 3.1 COEFICIENTES  $\alpha$  DE LA FORMULA DE GENIJEW.

Grupo I

Agua con poco contenido mineral que no origina corrosión.  
Agua con un pequeño contenido de materia orgánica y de solu  
ción de hierro:

a varía de 0.005 a 0.55; valor medio, 0.025

Grupo II

Agua con poco contenido mineral que no origina corrosión.  
Agua que contiene menos de 3 mg/l de materias orgánicas y  
hierro en solución:

a varía de 0.055 a 0.18; valor medio, 0.07

Grupo III

Agua que origina fuerte corrosión y con escaso contenido  
de cloruros y sulfatos (menos de 100 a 150 mg/l). Agua --  
con un contenido de hierro de más de 3 mg/l:

a varía de 0.18 a 0.40; valor medio, 0.20

Grupo IV

Agua que origina corrosión, con un gran contenido de sul-  
fato y cloruros (más de 500 a 700 mg/l). Agua turbia con  
una gran cantidad de materia orgánica:

a varía de 0.40 a 0.60; valor medio, 0.51

Grupo V

Agua con cantidades importantes de carbonatos, pero de du  
reza pequeña permanente, con residuo espeso de 2000 mg/l:

a varía de 0.6 a más de 1

## LIMPIEZA Y PROTECCION ANTICORROSIVA.

En las plantas lastradoras, se recibe la tuberfa "desnuda" y es depositada en una almacén de tuberfa desnuda, de donde es llevada a la planta de limpieza y protección anticorrosiva.

En la planta de limpieza, un transbordador hace girar el tubo hacia adelante sobre su eje mientras es limpiado con perdigones de acero, para eliminar el óxido y dejar la superficie adecuada para el recubrimiento anticorrosivo.

Una vez hecho esto, se le aplica la protección mecánica de acuerdo al sistema que el cliente requiera.

En lo que respecta a la limpieza y protección mecánica interior, esta es realizada con arena sílica a presión y, posteriormente, protegida con el recubrimiento deseado.

La protección mecánica ( anticorrosiva ) evita únicamente que se presente oxidación en las tuberfas.

## PROTECCION CATODICA.

El término protección catódica, se refiere a una técnica de control corrosivo de una superficie metálica, que implica hacer a la superficie de la tuberfa el cátodo principal en una celda electroquímica que capta la corriente directa cedida por un ánodo ( de sacrificio ). Los ánodos de sacrificio pueden ser de magnesio, aluminio, o zinc.

Para entender más claramente la función de la protección catódica, puede ejemplificarse por medio de una batería de carro; la cual consta de celdas llenas de una sustancia ácida y dos polos de distintos metales. La sustancia ácida acelera la reacción de la corrosión y el polo negativo (ánodo)-

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

cede sus electrones al polo positivo (cátodo), el flujo de electrones es lo que genera la corriente eléctrica en la batería.

En los sistemas de ánodos debe mantenerse una baja resistencia eléctrica entre el ánodo y el metal a ser protegido -- por todo el tiempo de vida de la estructura.

Las medidas y el peso del ánodo deben ser suficientes para proteger a la estructura por el tiempo deseado.

En donde el remplazamiento de ánodos de sacrificio sea problemático deberán evitarse los ánodos de magnesio; aunque son muy activos y producen niveles altos de corriente, tienen un periodo de vida corto.

Un requerimiento eléctrico estándar para la protección catódica es de 1 mA (miliampere)/ pie<sup>2</sup> (10.8 mA/m<sup>2</sup>) de superficie descubierta.

Para un tubo recubierto de concreto puede ser tomado como promedio el 10% de la superficie de la línea. La medida -- del ánodo, peso y espesor son seleccionados según la producción de corriente requerida. La vida nominal de un ánodo es de 30 años. Una pequeña área del recubrimiento de concreto es cortada exponiendo la superficie del tubo lejos del ánodo. El extremo de un cable es soldado al tubo en esa área cortada y el otro extremo es soldado al ánodo que cederá sus electrones al tubo. Un espacio usual entre ánodo es de 1000 pies (300 m)

#### LASTRADO.

Las tuberías son encamisadas con concreto de alta densidad, formado por cemento, mineral de hierro y acero de refuerzo (mallas), esto proporcionará a la tubería el peso adecuado.

El tubo lastrado es llevado a una área de curado donde reposa y por último, es estibado en el área de embarque.

Al realizarse las protecciones mecánicas se verifica su espesor y pasan por una prueba de alto voltaje; una vez lastrado el tubo, su peso es comprobado por una báscula donde se calculará el coeficiente de flotación negativa.

FIG. 3.1

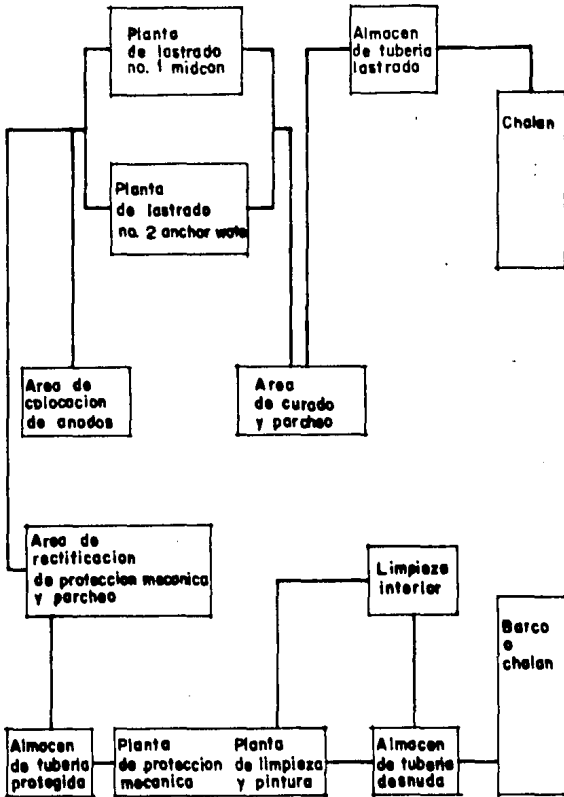


Diagrama de flujo  
Cla. Lastrados Pánuco, S. A.

C A P I T U L O   I V

D I S E Ñ O   D E L   D I F U S O R

## C A P I T U L O I V

## D I S E Ñ O D E L D I F U S O R

## GENERALIDADES.

Un sistema de alcantarillado, es un sistema de tuberías (a veces de canales, cuando se trata de agua pluvial) que sirve para "sacar" las aguas residuales de una zona urbana, industrial, etc.

Los sistemas de alcantarillado urbano, pueden ser por su operación de dos tipos:

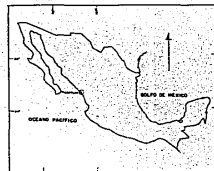
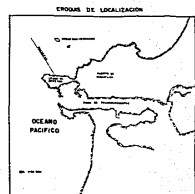
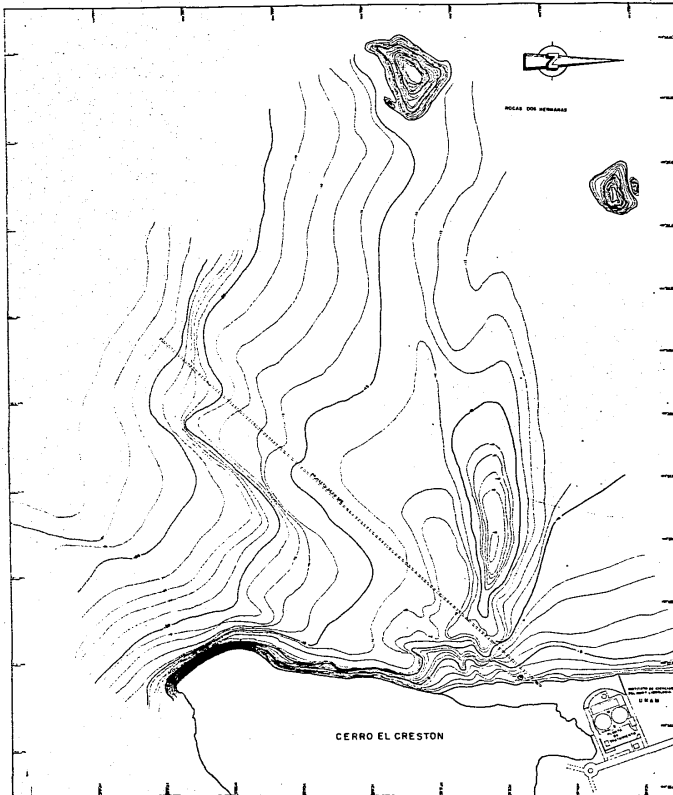
- a) Separado (sanitario o pluvial)
- b) Combinado (sanitario y pluvial)

Un sistema de alcantarillado urbano se compone de los siguientes elementos:

- 1) red de atarjeas.
- 2) sub-colectores.
- 3) colectores.
- 4) emisores.
- 5) Disposición del agua residual (sitio de vertido, planta de tratamiento primario, o primario y secundario, cárcamo de bombeo, pozos de absorción, etc.)
- 6) En localidades costeras podrá contarse con un emisor-difusor submarino. (Ver plano Fig. 4.1)

## 4.1 DATOS DE PROYECTO.

Para la elaboración de un sistema de alcantarillado, se realiza previamente un estudio de factibilidad técnica y económica para justificar la realización del proyecto, analizando los siguientes factores:



<b>DUPROSA</b>	
DUCTOS DE PROCESO, S. A.	
PLANO BATIMETRICO	
EMISOR-DIFUSOR SUBMARINO DE AGUAS NEGRAS	
MAZATLAN SINALOA	
FECHA: SEPTIEMBRE 1984	Escala: 1:5000
HOJA: 001	DISEÑADO POR: J. C. L. GARCIA

DU-PB/REV2



- a) Técnicos.
- b) Sociales.
- c) Económicos.
- d) Políticos.

Una vez justificada la elaboración de un proyecto de alcantarillado se requiere de material e información:

- 1) Información básica para la elaboración del proyecto.
- 2) Datos y consideraciones para la elaboración del proyecto.

1.1) Generalidades.

1.1.1) Nombre completo de la localidad, municipio y estado a que pertenece.

1.1.2) Dato del último censo oficial y población actual-estimada.

1.1.3) Clima.

1.1.4) Comunicaciones.

1.1.5) Economía.

1.1.6) Aspecto de la localidad indicando tipo de edificaciones.

1.1.7) Localización en un plano de vías de comunicación.

1.1.8) Plano mostrando la zona de la localidad que cuenta con el servicio de agua potable.

1.2) Alcantarillado sanitario actual en servicio.

Descripción de las partes del sistema, estado de conservación y estimación de las partes aprovechables.

1.2.1) Sitio (s) de vertido o disposición final de aguas negras.

1.2.1.1 Ubicación con respecto a la localidad: Distancias y niveles.

1.2.1.2 Naturaleza y gasto de la corriente receptora.

1.2.1.3 Estructura de vertido: plano detallado.

1.2.2) Emisor (es).

1.2.2.1 Plano (s) de planta y perfil con indicaciones de gasto conducido, diámetro, clase y estado de conservación de la tubería y estructuras u obras conexas.

1.2.3) Bombeo (s).

1.2.3.1 Planos de localización y de detalle.

1.2.3.2 Número y características de bombas, motores y -- subestaciones eléctricas y estado de conservación. Costo de -- operación y conservación.

1.2.4) Tratamiento de aguas negras.

1.2.4.1 Planos de localización y de detalle.

1.2.4.2 Descripción y características de las unidades.

1.2.4.3 Gasto tratado, capacidad de proyecto y eficiencia.

1.2.4.4 Estado de conservación.

1.2.4.5 Consumo actual de productos químicos.

1.2.4.6 Costos unitarios de tratamiento: máximos, medio- y mínimos.

1.2.4.7 Problemas especiales en el tratamiento.

1.2.5) Colector (es), sub-colector(es) y atarjeas.

Plano de la red indicando:

1.2.5.1 Escala.

1.2.5.2 Nombres de calles.

1.2.5.3 Longitudes, diámetros y pendientes de las tuberías, así como la clase del material de ellas. Elevaciones de terreno y plantilla de las mismas en los pozos de visita.

1.2.5.4 Pozos de visita comunes y especiales.

1.2.5.5 Pozos de visita con caídas adosadas.

1.2.5.6 Pozos de visita con caídas libres.

1.2.5.7 Estado de conservación.

1.2.6) Albañales domiciliarios.

1.2.6.1 Cantidad.

1.2.6.2 Diámetros.

1.2.6.3 Estados de conservación.

1.3) Información Adicional para el proyecto.

1.3.1) Sitio (s) de vertido o disposición final de las -

## Aguas Negras.

1.3.1.1 Plano de detalle de la zona.

1.3.1.2 Aforos de la corriente receptora y niveles de aguas mínimos, medio, máximo y de aguas máximas extraordinarias.

1.3.1.3 Secciones transversales de las corrientes naturales en los sitios que las crucen las tuberías y niveles de aguas, mínimo, medio, máximo y aguas máximas extraordinarias.

1.3.1.4 Anteproyecto de la obra de vertido propuesta.

1.3.2) Emisor (es).

1.3.2.1 Plano detallado de la localización de la (s) línea (s).

Planta a escalas de 1: 1000 a 1: 500

Perfil a escalas de 1: 100 y 1: 500

1.3.2.2 Plano topográfico y de detalle de cruzamientos del emisor con carreteras, vías de ferrocarril, ríos, arroyos y canales.

1.3.2.3 Costo de las afectaciones ocasionadas por la localización de la línea.

1.3.2.4 Clasificación del terreno indicando el porcentaje de materiales de clases A, B y C para estimar volúmenes de terracerías.

1.3.3) Bombeo y tratamiento de las aguas negras.

1.3.3.1 Planos de detalle de la, o las zonas donde se localizan las plantas, a escalas de 1: 20 a 1: 100

1.3.3.2 Costo del terreno para su adquisición y nombre del propietario.

1.3.3.3 Clasificación del terreno para estimación de terracerías en sitios de bombeo y tratamiento.

1.3.3.4 Resistencia del terreno para cimentación.

1.3.4) Plano del sistema de alcantarillado existente.

1.3.4.1 Plano topográfico de la localidad actualizado a escalas de 1: 200 a 1: 5000, con curvas de nivel cuya equidistancia sea de 1.00 (un) metro; estas curvas deben ser producto de preferencia de nivelaciones directas.

1.3.4.4.1 Nombre de calles.

1.3.4.1.2 Longitud de crucero a crucero de calles.

1.3.4.1.3 Elevaciones de todos los cruceros y sitios en que cambie la pendiente del terreno y la dirección del eje de la calle.

1.3.4.1.4 Localización de industrias indicando su fuente de abastecimiento de agua potable, gasto medio y máximo requerido así como los gastos del mismo orden que descargarán probablemente al alcantarillado.

1.3.4.2 Plano predial en el que se localizen edificios públicos, jardines y lugares notables.

1.3.4.3 Plano con las distintas zonas de población en cuanto a densidad.

1.3.4.4 Plano de pavimentos y banquetas, indicando su calidad, espesor y estado de conservación.

1.3.4.5 Clasificación del terreno para estimación de volúmenes de terracerías en la red.

1.3.4.6 Nivel de manto freático en la localidad.

1.3.5) Descargas domiciliarias.

1.3.6) Energía eléctrica.

1.3.7) Costo de los materiales y mano de obra en la localidad.

1.3.8) Plano del conjunto en el que se muestren obras existentes y ampliaciones.

Para efectuar los proyectos de las obras que integran el sistema de alcantarillado sanitario o para aguas negras, de las localidades urbanas, se deben establecer claramente los datos de proyecto como se indica a continuación:

Datos de Proyecto.

2.1) Datos de proyecto que deben contener los planos respectivos.

Población del último censo oficial.....Habitantes.

Población actual estimada .....Habitantes.

Población de proyecto .....Habitantes.

Dotación .....Lt/hab/día.

la del equipo mecánico necesario para operar, pues de otra manera, los costos de reparaciones harían incosteables el funcionamiento del sistema.

Fue regla general en nuestro medio considerar el periodo económico de un proyecto de alcantarillado entre 20 y 25 años por lo que respecta a las obras en sí, y de 12 a 15 años en lo referente al equipo mecánico independientemente de su naturaleza y características; no obstante para fijar este periodo la Dirección General de Infraestructura Urbana se auxilia del estudio de factibilidad técnica y económica que en cada caso particular se realiza; su valor queda generalmente comprendido entre los siguientes:

Para localidades de 2500 a 15000 usuarios de proyecto de seis a diez años.

Para poblaciones con más de 15000 usuarios de proyecto entre quince y veinte años, aunque habrá que considerar que para este promedio de población de proyecto el periodo económico considerado en las normas de agua potable es solamente hasta quince años.

Actualmente en sistemas bien operados, se considera para los equipos electromecánicos una vida útil de 10 a 15 años.

### 2.3 Población de Proyecto.

La estimación de la población de proyecto se deberá hacer para un periodo económico de 6 a 20 años, en relación a la magnitud y características de la localidad por servir y del costo probable de las obras, así como también el periodo de vida del sistema de agua potable.

Para el cálculo de la población se utilizarán los métodos establecidos, tales como el elaborado por el Banco de México con el nombre de "Proyecciones de la Población de México" y los tradicionales: aritmético, geométrico, de extensión gráfi

ca, incrementos diferenciales, método de Folwell, regresión lineal, etc. En todos los casos, deberán representarse gráficamente los resultados obtenidos con los métodos utilizados y justificar la población seleccionada.

#### 2.4 Aportación de Aguas Negras.

Considerando que el alcantarillado para aguas negras de una localidad debe ser el reflejo del servicio de agua potable, por lo que resp-cta a la relación que existe entre dotación y aportación, la Secretaría ha adoptado el criterio de aceptar como aportación de aguas negras, del 75% al 80% de la dotación de agua potable, considerando que el 25% o 20% restante se pierde antes de llegar a los conductos.

#### 2.5 Dotación de Agua Potable.

Para los efectos de la aplicación del inciso anterior se tomarán en cuenta, al determinar las cantidades de agua que--se requieran para las condiciones inmediata y futura de la lo calidad, los valores que para la dotación indica la Tabla 4.1 en función del clima y del número de habitantes considerados--como población de proyecto.

TABLA 4.1

Población de proyecto (Habitantes)	Tipo de clima		
	Cálido	Templado	Frío
	(Dotaciones lt/hab/día)		
De 2500 a 15000	150	125	100
De 15000 a 30000	200	150	125
De 30000 a 70000	250	200	175
De 70000 a 150000	300	250	200
De 150000 o más	350	300	250

Las dotaciones anteriores deben ajustarse a las necesidades del lugar, a sus posibilidades ffsicas, económicas, socia

les y políticas de acuerdo con el estudio de factibilidad que se realice de cada localidad.

## 2.6 Coeficiente de Variación.

Los coeficientes de variación de las aportaciones de aguas negras a un sistema de alcantarillado son dos:

- a) Coeficiente de Harmon.
- b) Coeficiente de seguridad.

a) El coeficiente de Harmon cuantifica la variación máxima instantánea de las aportaciones de aguas negras; es decir, toma en cuenta el número máximo de descargas simultáneas al sistema.

El coeficiente de Harmon se designa con la letra "M" (de Máximo).

$$M = 1 + \frac{14}{4 + p^{1/2}} \quad (4.1)$$

Esta ecuación se empleará hasta una población de 182,250 habitantes, pues para cantidades mayores el coeficiente será constante e igual a 1.8 es decir, se acepta que a partir de esa cantidad de usuarios, no sigue ya la ley de variación establecida por Harmon.

Lo anterior es el resultado de considerar al alcantarillado como un reflejo de la red de distribución de agua potable a partir de los 182,250 usuarios, es decir, equiparar des de ese momento al coeficiente M con el que se determina el gasto máximo horario necesario en agua potable cuyos límites inferiores son:

Coeficiente de variación diaria = 1.2

Coeficiente de variación horaria = 1.5

Por tanto M a partir de 182,250 usuarios será = a 1.2 X  
1.5 = 1.8 es decir,

$$M = 1 + \frac{1.4}{1 + p^{1/2}} \geq 1.8 \quad (4.2)$$

O bien: de 1 a 182,250 usuarios

$$M = 1 + \frac{1.4}{1 + p^{1/2}} \quad (4.2a)$$

De 182,250 usuarios o más

$$M = 1.8 \quad (4.2b)$$

Donde:

M = coeficiente de variación máxima instantánea.

P = población servida en miles de usuarios.

b) El coeficiente de seguridad en los proyectos de alcantarillado prevé los excesos en las aportaciones que puede recibir la red por concepto de aguas pluviales domiciliarias, o bien de aguas negras producto de un crecimiento demográfico "explosivo".

Los valores de este coeficiente de seguridad varían de 1.00 a 2.00 En los proyectos se utiliza el valor de 1.5 ya que las aguas pluviales deben eliminarse por un sistema separado o por uno combinado de acuerdo con las posibilidades económicas y necesidades de la localidad.

#### 4.2 CUANTIFICACION DE GASTOS.

La cuantificación del gasto medio de aguas negras se hará en función de la longitud acumulativa de tuberías tributarias o del área acumulativa servida, de la densidad de población y del tipo de uso del área que cubra el servicio considerado como aportación de aguas negras del 75% al 80% de la dotación de agua potable, debiendo estar esta dotación de acuerdo



do con los planes de desarrollo probables del suministro de agua potable para un periodo de seis a veinte años; en el caso de que las tuberías sean instaladas en zonas con niveles de agua freática altos, el caudal por concepto de filtraciones deberá sumarse al de aguas negras para determinar la capacidad que se requiere de las tuberías.

Los valores de infiltración pueden variar de:

$$11800 \text{ lt}/24 \text{ hr.}/ \text{ Km} = 0.136 \text{ lt}/\text{seg}/\text{Km}$$

a

$$94400 \text{ lt}/24 \text{ hr.}/ \text{ Km} = 1.092 \text{ lt}/\text{seg}/\text{Km}$$

Tomando en la mayoría de los casos el valor medio de --  
0.614 lt/seg/Km.

#### 4.2.1 GASTO MEDIO DIARIO.

Para calcular el gasto medio diario se utiliza la siguiente expresión:

$$Q_{med} = \frac{A_p \cdot L \cdot DL}{86400} \quad (4.3)$$

Donde:

$Q_{med}$  = gasto medio diario

$A_p$  = aportación de aguas negras (lt/hab/día)

$L$  = longitud, en mts. acumulada a servir hasta el punto-considerado en el recorrido del conducto.

$DL$  = densidad de población, en hab/mts.

$$DL = \frac{\text{Población total de proyecto (hab)}}{\text{Longitud total de la red (mts.)}} \quad (4.4)$$

O bien:

$$Q_m = \frac{P \cdot A_p}{86.4}$$

Donde  $P$  = población de proyecto en miles de habitantes.

## 4.2.2 GASTO MINIMO.

Generalmente en los proyectos de alcantarillado se considera como gasto mínimo a la mitad del gasto medio.

Para un estudio más riguroso, sobre todo en aquellos casos donde se tengan pendientes muy pequeñas o muy grandes, se acepta como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas negras por conducir la descarga de un excusado, que es de 1.5 l.p.s., considerando además el número de descargas simultáneas que deberán estar de acuerdo con el diámetro del conducto receptor. (Tabla 4.2)

Los gastos que aparecen en la Tabla 4.2 son casi siempre menores que los considerados por la expresión:

$$Q_{\min} = 0.5 Q_{\text{med}} \quad (4.5)$$

Aunque en algunos tramos iniciales según la particularidad del proyecto no se cumple.

Los gastos obtenidos por la fórmula 4.5 escurrirán con mayores velocidades y tirantes que los considerados en la tabla 4.2

TABLA 4.2

Diám. (cm)	No. Descargas Simultáneas	Aportación por Descarga (l.p.s.)	Gasto Mínimo Aguas Negras (l.p.s.)
20	1	1.5	1.5
25	1	1.5	1.5
30	2	1.5	3.0
38	2	1.5	3.0
45	3	1.5	4.5
61	5	1.5	7.5
76	8	1.5	12.0
91	12	1.5	18.0
107	17	1.5	25.5
122	23	1.5	34.5
152	30	1.5	45.0
183	38	1.5	57.0
213	47	1.5	70.5
244	57	1.5	85.5

#### 4.2.3 GASTO MAXIMO INSTANTANEO.

El gasto máximo instantáneo se obtiene multiplicando el gasto medio por el coeficiente de Harmon.

$$Q_{\max \text{ inst.}} = M Q_{\text{ med.}} \quad (4.6)$$

#### 4.2.4 GASTO MAXIMO EXTRAORDINARIO.

El gasto máximo extraordinario se obtendrá del producto del gasto máximo instantáneo por el coeficiente de seguridad:

$$Q_{\max \text{ ext.}} = 1.5 Q_{\max \text{ inst.}} \quad (4.7)$$

El Gasto mínimo ( $Q_{\min}$ ), es utilizado para calcular los tirantes y velocidades mínimas para evitar el azolve en las tuberías.

El Gasto medio ( $Q_{\text{med}}$ ), es utilizado para calcular las es-taciones de bombeo, plantas de tratamiento, tanques de regula-rización, etc.

El Gasto máximo instantáneo ( $Q_{\max \text{ inst.}}$ ), es utilizado para equiparar la red de alcantarillado con la red de distribución de agua potable ya que la primera es un reflejo de la segunda, pues depende de las aportaciones de agua potable para el funcionamiento del sistema de alcantarillado sanitario, además se utiliza para calcular las líneas a presión y estaciones de bombeo en la red.

El Gasto máximo extraordinario ( $Q_{\max \text{ ext.}}$ ), es utilizado para calcular la red de alcantarillado previendo alguna aportación extraordinaria al sistema.

Todos los gastos estarán sujetos a velocidades máximas - que dependerán del tipo de material de la conducción para evi-tar la erosión, en el acero se tomará como velocidad máxima-

entre 5 y 6 m/s.

Las pendientes del terreno deberán tomarse en cuenta, en los conductos a presión para cuantificar la pérdida de energía, ya que habrá carga a vencer y en los conductos que funcionan por gravedad para evitar remansos en el conducto.

Por lo anterior deberá tomarse en cuenta la velocidad, el gasto, las pendientes, el material y diámetro del tubo y las pérdidas de energía locales y por fricción que se presentan en la línea para la determinación de un buen funcionamiento hidráulico.

#### 4.3 PERDIDAS DE ENERGIA EN UN EMISOR-DIFUSOR.

##### 4.3.1 PERDIDAS POR FRICCIÓN.

La pérdida de energía o pérdidas de carga debidas a la fricción que se presentan entre las paredes del conducto y el flujo en tuberías de gran diámetro se pueden calcular por medio de la expresión de Manning, aunque en este tipo de análisis es más recomendable calcularlas por medio de la expresión de Darcy-Weisbach:

$$hf = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (4.8)$$

Donde:

$f$  = coeficiente de fricción.

$L$  = longitud de la tubería en mts.

$D$  = diámetro de la tubería en mts.

$V$  = velocidad media del agua en m/seg.

$g$  = aceleración de la gravedad en m/seg<sup>2</sup>.

El coeficiente de fricción  $f$  puede calcularse mediante el diagrama universal de Moody (Fig. 2.2) en función del número de Reynolds.

Otra expresión que se puede usar para determinar la pérdida de carga por fricción es la conocida fórmula de Manning- que en tuberías toma la forma:

$$h_f = \left( \frac{Vn}{Rh^{2/3}} \right)^2 L \quad (4.9)$$

Donde:

V = velocidad media del agua en m/seg.

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

Rh = radio hidráulico en m.

L = longitud de la tubería en m.

El coeficiente n puede tomarse de la Tabla 2.2

#### 4.3.2 PERDIDAS LOCALES.

Las tuberías de conducción que se utilizan en la práctica están compuestas, generalmente por tramos rectos y curvos- para ajustarse a los accidentes topográficos del terreno, así como a los cambios que se presentan en la geometría de la sección y de los distintos dispositivos para el control de descargas. Estos cambios originan pérdidas de energía, distintas a las de la fricción, localizadas en el sitio mismo del cambio de geometría o de la alteración del flujo. Tal tipo de pérdida se conoce como pérdida local. Su magnitud se expresa como una fracción de la carga de velocidad, inmediatamente aguas abajo del sitio donde se produjo la pérdida; la fórmula general de la pérdida local es:

$$h = K_l \frac{V^2}{2g} \quad (4.10)$$

Donde:

h = pérdida de energía en m.

K<sub>l</sub> = coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida que se trate, del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo.

$V^2/2g$  = carga de velocidad, aguas abajo de la zona de alteración del flujo (salvo aclaración en contrario) en m.

Las pérdidas locales que se tomarán en cuenta para un emisor-difusor serán generalmente las siguientes:

- a) Pérdida por entrada.
- b) Pérdida por reducción.
- c) Pérdida por cambio de dirección.
- d) Pérdida por bifurcación.

A menos de que se necesitara implementar a la tubería que produjera algún tipo de pérdida local como nodrías ser jillas, válvulas, etc.

- a) Pérdidas por entrada.

A la entrada de las tuberías se produce una pérdida por el efecto de contracción que sufre la vena líquida y la formación de zonas de separación; el coeficiente  $K$  depende, principalmente de la brusquedad con que se efectúa la contracción del chorro. En la Fig. 4.2 se muestran algunos valores del coeficiente  $K$ .

- b) Pérdidas por reducción.

En este caso se produce un fenómeno semejante al de entrada a la tubería, el cual también conviene que sea gradual. El coeficiente de pérdida por reducción  $K$ , está supeditado al ángulo  $\theta$  al cual ésta se produzca, de acuerdo con la Tabla 4.3 de Kisieliev.

Con el objeto de evitar pérdidas grandes, el ángulo de reducción no debe de exceder de un valor especificado en la Fig. 4.3 y en este caso  $K = 0.1$

TABLA 4.3 COEFICIENTE DE PERDIDAS POR REDUCCION GRADUAL DE ANGULO , SEGUN KISIELIEV.

$\theta$	4a5°	7°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	60°	75°	80°
K	0.60												
	0.005	.16	0.16	.18	.20	.22	.24	.26	.28	.30	.32	.34	0.35

TABLA 4.4 COEFICIENTES DE PERDIDA PARA BIFURCACION EN TUBERIAS (CANTOS AGUDOS).

$\frac{Qa}{Q}$	SEPARACION			
	$\theta = 90^\circ$		$\theta = 45^\circ$	
	Ka	Kc	Ka	Kc
0.0	0.95	0.04	0.90	0.04
0.2	0.88	-0.08	0.68	-0.06
0.4	0.89	-0.05	0.50	-0.04
0.6	0.95	0.07	0.38	0.07
0.8	1.10	0.21	0.35	0.20
1.0	1.28	0.35	0.48	0.33

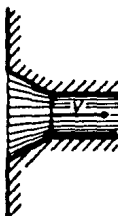
Resistencia al flujo en conductos a presión:



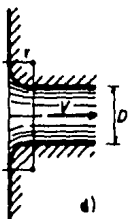
a)  $K=0.5$



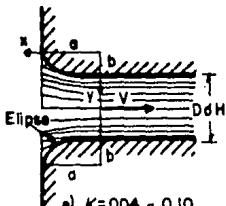
b)  $K=0.5-0.3\cos\theta-0.2\cos\theta$



c)  $K=0.15$  a  $0.25$



d)



e)  $K=0.04$  a  $0.10$   
para tubo circular

$r/D$	0	0.04	0.08	0.12	0.16	$> 0.2$
$K$	0	0.26	0.15	0.09	0.06	$> 0.03$

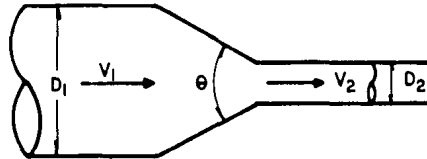
Coefficientes de pérdida -por entrada- para diferentes formas.



$$\tan \theta = \sqrt{\frac{gD}{V}}$$

Donde

$$D = \frac{D_1 + D_2}{2}; V = \frac{V_1 + V_2}{2}$$



Reducción gradual.

FIG. 4.3

### c) Pérdidas por cambio de dirección.

Si se visualiza el flujo en un cambio de dirección, se observa que los filetes tienden a conservar su movimiento rectilíneo en razón de su inercia. Esto modifica la distribución de velocidades y produce zonas de separación en el lado interior y aumentos de presión en el lado exterior, con un movimiento espiral que persiste en una distancia de aproximadamente cincuenta veces el diámetro. Si el cambio de dirección es gradual con una curva circular de radio medio  $R$  y el tubo es liso, se usa la gráfica de la Fig. 4.4 de Wasieliewski.

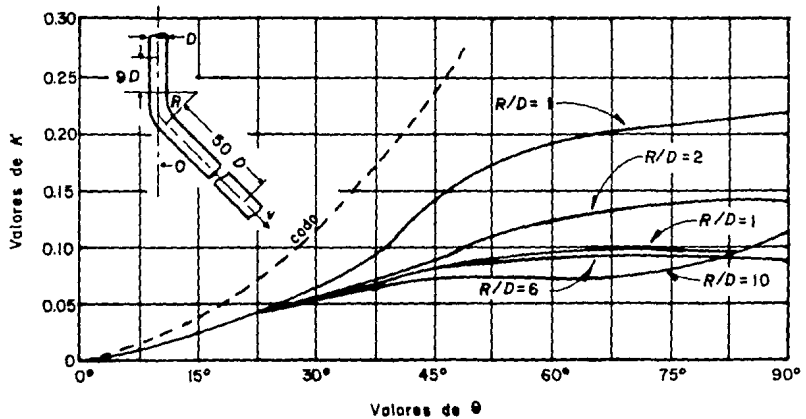
Los coeficientes de la Fig. 4.4 son válidos para curvas en tubos de gran diámetro.

Si el cambio de dirección es brusco, el coeficiente de pérdida depende del número de Reynolds como se muestra en la Fig. 4.5 de Kirchbach y Schubart para diferentes ángulos.

### d) Pérdidas por bifurcación.

La pérdida de energía en una bifurcación de conductos depende, además del ángulo que forman la tubería secundaria con la maestra, de la relación entre los diámetros de ambas tuberías y de la dirección de la corriente. Dicha pérdida es mayor en la unión que en la bifurcación, es decir, la pérdida es mayor cuando el agua llega por la tubería secundaria a la maestra (unión), que cuando sale el agua de la tubería maestra a la secundaria (separación o bifurcación). La pérdida en bifurcación se expresa como un porcentaje de la carga de velocidad, lo que demuestra que el coeficiente  $K$  es independiente del número de Reynolds.

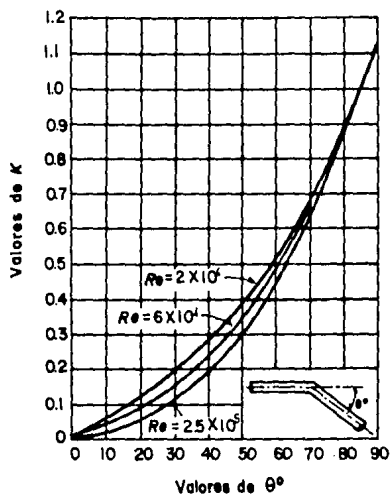
Emplearemos la siguiente nomenclatura para referirnos a las tuberías:



Coeficiente de pérdida en curvas de diámetro constante con superficie lisa, número de Reynolds de  $2.25 \times 10^5$ .

FIG. 4.4

FIG. 4.5



Coefficiente de pérdida por codo,  $K$ .

a = tubería secundaria.

c = tubería maestra antes de la bifurcación.

Sin sub-índice = tubería maestra después de la bifurcación.

Los coeficientes  $K_a$  y  $K_c$ , son dependientes de la relación entre gastos  $Q_a/Q$  y entre los diámetros; el ángulo con el que se realiza la bifurcación y el grado de redondez de los cantos en los tubos.

Para el caso de cantos agudos,  $\theta = 90^\circ$  y  $\theta = 45^\circ$  y De D los autores Vogel, Petermann y Kinne, obtuvieron los resultados que se presentan en la Tabla 4.4

#### 4.4 FUNDAMENTOS HIDRAULICOS.

Gasto de salida.

El peso específico y la densidad de los líquidos están representados respectivamente por los símbolos  $\gamma$  y  $\rho$ . El subíndice d es usado para designar el agua residual de descarga. Cuando la densidad del agua receptora es constante a lo largo de la columna de agua, en estas condiciones se usará el subíndice a.

Un término importante para la disposición de aguas residuales en aguas marinas es:

$$g' = \left( \frac{\gamma_a - \gamma_d}{\gamma_a} \right) g = \left( \frac{\rho_a - \rho_d}{\rho_a} \right) g \quad (4.11)$$

Donde:

$g$  = aceleración de la gravedad.

El concepto de la aceleración  $g$  es familiar; un cuerpo que se deja caer en el vacío (no hay aire que presente resistencia) acelera a razón de  $g$ .

De manera similar, la cuantificación de  $g'$  se refiere a la aceleración ascendente de la flotación que sufriría un cuerpo en un fluido no viscoso.

El fluido pasa a través de una salida de diámetro requerido  $d_o$  (implicando una área de salida  $a_o$ ) hacia la corriente receptora. Este es un concepto común en la mecánica de fluidos donde el área que ocupa el líquido al salir  $a_e$  es menor que  $a_o$  debido al coeficiente de contracción  $C_c$ ; donde  $0 < C_c \leq 1$ , definiendo:

$$a_e = C_c a_o \quad (4.12)$$

Expresando la ecuación anterior en términos de diámetros:

$$d_e = C_c^{1/2} d_o \quad (4.13)$$

La descarga a través del orificio de salida es:

$$q_o = U_e a_e \quad (4.14)$$

Donde  $U_e$  es la velocidad media de chorro en la vena contracta localizada en la boquilla. El número de Froude sirve para medir la densidad y se define para la salida como:

$$F_e = \frac{U_e}{(g' d_e)^{1/2}} \quad (4.15)$$

El número de Froude es definido como:

$$F_o = \frac{U_o}{(g' d_o)^{1/2}} \quad (4.16)$$

$$\text{Donde } U_o = q_o / a_o \quad (4.17)$$

Definiendo el parámetro :

$$B'e = \frac{h/d_e}{F^2} \quad (4.18)$$

Donde  $h$  es la profundidad del agua. Tenemos:

$$B'e = \frac{h}{de} \frac{g'_e de}{U_e^2} = \frac{g'_e h}{U_e^2} \quad (4.19)$$

Considerando una masa  $\Delta m$  de líquido flotante. Tenemos:

$$B'e = \frac{1}{2} \left( \frac{\Delta m g'_e h}{\frac{1}{2} \Delta m U_e^2} \right) \quad (4.20)$$

Escrito en la forma 4.20  $B'e$  representa la razón entre la energía potencial y cinética de una masa flotante. El parámetro  $B'e$ , es útil para determinar como se va a presentar el derrame de las aguas residuales en la corriente receptora, es decir, qué efecto va a predominar en la difusión del agua residual, el de flotación o el de velocidad. Para un valor grande de  $B'e$  predomina el efecto de flotación, y con un valor pequeño de  $B'e$  predomina el efecto de la velocidad.

Es usual que para la disposición de aguas marinas para-aguas residuales se use un parámetro ligeramente diferente a  $B'e$ , es decir, :

$$Be = \frac{h/de}{Fe} \quad (4.21)$$

$Be$  = parámetro de disposición de aguas residuales.

Los valores de  $Be$  serán asociados a los efectos predominantes de igual forma que para  $B'e$ .

Es conveniente definir un parámetro similar a  $Be$ :

$$Bo = \frac{h^*/d_o}{Fo} \quad (4.22)$$

\* Para poder difundir las grasas y los detergentes que son los componentes más pesados en las aguas residuales del alcantarillado urbano se requiere por lo menos 2 atm. de presión, aproximadamente 21 m. de profundidad.

$B_0$  = parámetro de disposición de aguas residuales.

Se tienen reportes de la costa del Pacífico en Estados Unidos en los cuales se han obtenido valores de  $F_0$  en un rango de 15 a 30, con valores máximos en la vecindad de 40 a 50. Dando el promedio entre la separación "1" de las salidas del difusor.

En los emisores-difusores realizados en la costa del Pacífico en Estados Unidos el parámetro  $h/d_0$  su rango general es de 100 a 700 donde  $h/l$  varía entre 2 y 75, donde éste último valor es muy alto y muy raro.

El parámetro  $B_0$  ha reportado datos estables en los emisores-difusores submarinos variando entre 15 y 18, alcanzando un valor máximo de 20. Todas las unidades usadas en los datos dados en estos párrafos son unidades inglesas.

#### 4.4.1 FLUJO EN TUBERIAS.

La capacidad de flujo en una tubería se refiere a la habilidad de acarrear un volumen de agua. Esta capacidad de flujo depende de la rugosidad del tubo y de otros factores como la longitud de la tubería, el área y la pendiente.

Hay varias formas de medir la rugosidad en un tubo de descarga. Aquí se consideran dos formas; la primera forma de medir es la llamada rugosidad absoluta, que comprende el promedio de las alturas de las protuberancias de las paredes del tubo y se denomina  $E$ , su valor depende del tipo de material (Tabla 2.3) .

La segunda medida es conocida como el coeficiente de rugosidad de Manning,  $n$ , que tiene su relación con  $E$  mediante la fórmula 2.20 Los valores de  $n$  se obtienen de la Tabla 2.2



#### 4.5 HIDRAULICA INTERNA DE UN DIFUSOR.

En el diseño de un difusor podrá considerarse de tal manera, en la cual se suponen que el gasto total es igualmente distribuido en todas las salidas del difusor. Esto se debe a que la variación en las salidas del difusor no pueden hacerse mediante ejercicios triviales, nor que la variación de la profundidad y por lo tanto de la presión ambiente hacen variar el flujo enviado a través de las salidas del difusor. Una posibilidad práctica de regular la presión en las salidas del difusor de aguas residuales con variaciones de flujo, es hacer el diseño del difusor a todo lo largo de una profundidad y diámetro constante.

La seguridad de forzar una igual distribución del flujo a través de todas las salidas es importante, pero no es la única a considerar, hay al menos otros tres requerimientos hidráulicos.

1.- La velocidad en el flujo del difusor debe ser adecuada para evitar los azolves de los sólidos acarreados con el flujo. Esto aparentemente es fácil decirlo, pero es muy difícil ejecutarlo para flujos y velocidades bajas (0.6 m/s a 0.9 m/s). Pero estas partículas asentadas pueden ser removidas o purgadas cuando se presentan los flujos picos (altos).

La velocidad del flujo de limpieza en un difusor submarino no es estrictamente hablando en función del nivel de tratamiento de las aguas residuales, por lo tanto ayuda para este fin de limpieza conocer el tamaño promedio de las partículas enviadas en el flujo al difusor.

El azolve es un problema particular en el extremo final del difusor, y a menudo se coloca una salida especial al final del difusor para que la velocidad del flujo sea mantenida.

2.- Las pérdidas de energía en toda la longitud de la tubería deberán mantenerse tan bajas como sea posible, para minimizar el nivel de presión a lo largo de la línea, así como la cantidad de bombeo requerido.

El bombeo implica serios problemas de uso de energía, operación y mantenimiento.

3.- Todas las salidas del difusor deben estar completamente ocupadas por la descarga de aguas residuales, no debe haber introducción de agua de mar cuando el difusor esté trabajando. Se ha sugerido que para que esto se pueda obtener, es, asumiendo para todas las salidas un número de Froude  $\geq 1$ .

En investigaciones experimentales se han descubierto dos consideraciones importantes para satisfacer una aportación igual por cada salida del difusor además de los tres requerimientos anteriormente mencionados. Primero; muchas veces conviene reducir el diámetro del tubo en una o más secciones -- con un incremento en la longitud del difusor. Segundo; el área total de las salidas del difusor aguas abajo del tubo no deben exceder de 1/2 a 2/3 del área de la sección del difusor.

Finalmente, si no es posible obtener descargas iguales-- en todas las salidas, por circunstancias particulares, es mejor tener las aportaciones altas en las salidas extremas, para satisfacer la mínima velocidad citada en el requerimiento número uno.

#### 4.5.1 ECUACIONES BASICAS.

Las salidas del difusor son numeradas consecuentemente-- desde el final de la tubería hacia la costa, el subíndice  $n$  es usado para este propósito. El diámetro de la  $n$ -ésima salida es  $d_n$ , y el diámetro de la tubería (el cual puede cambiar a lo largo del difusor) es  $D_n$ . Las áreas asociadas a estos -

diámetros son representados por  $a_n$  y  $A_n$  respectivamente.

La distancia entre las salidas será representada por  $l$ .

El gasto justo antes de la  $n$ -ésima salida es  $Q_n$  y el flujo a través de la salida será  $q_n$ . Asimismo, las velocidades asociadas a estas descargas serán  $V_n$  y  $U_n$  respectivamente. La presión media a saber justamente aguas arriba de la  $n$ -ésima salida es  $P_n$ .

Estas y otras variables son representadas en la Fig. 4.6

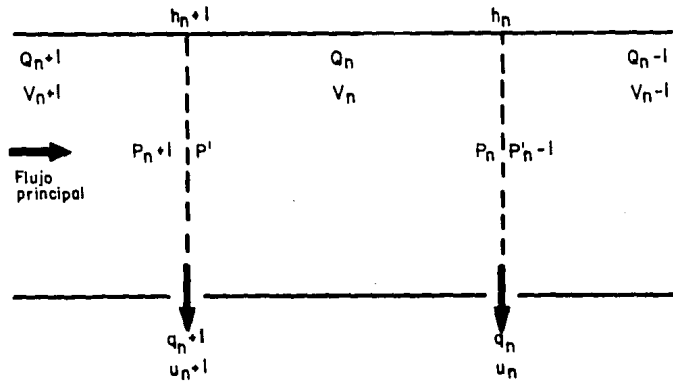
La columna de agua sobre la  $n$ -ésima salida es  $h_n$ . Tomando la superficie del mar como plano de referencia horizontal, la elevación de cualquier salida estará dada por  $-h_n$ . Asumiendo un valor constante el peso específico del agua de mar la presión ambiente a una profundidad dada es  $\gamma h_n$ ; pero generalmente en estos casos la presión es representada por  $P_n$ .

#### 4.5.2 ANALISIS DE FLUJO.

Ecuación de la energía. Los tipos de energía útiles en la mecánica de fluidos son potencial, cinética y de presión. Sin embargo, la energía no es considerada como tal en la mecánica de fluidos; que es considerada por unidad de carga. La energía potencial, cinética y de presión son manifestadas por carga de elevación, carga de velocidad y carga de presión respectivamente. La suma de estos tres términos es considerada como la carga total.

La ecuación de la energía en la mecánica de fluidos propone que la carga total inicial es igual a una carga total-final más una pérdida de carga, que es utilizada para mover el líquido desde la parte inicial hasta la parte final.

Flujo a través de las salidas.



Esquema de un difusor.

FIG. 4.6

Considerando el flujo desde adentro del difusor saliendo al medio ambiente marino por la enésima salida, la ecuación de la energía puede escribirse:

$$-h_n + \frac{V_n^2}{2g} + \frac{P_n}{\rho d} = -h_n + \frac{U_n^2}{2g} + \frac{P_{an}}{\rho d} + K1 \frac{U_n^2}{2g} \quad (4.23)$$

Donde  $g$  es la aceleración debida a la gravedad y  $K1$  es el coeficiente adimensional de pérdidas locales o menores. El último término de la ecuación 4.23 representa las pérdidas locales. La ecuación 4.23 puede ser escrita:

$$U_n = \left( \frac{1}{1 + K1} \right)^{1/2} (2g)^{1/2} (E_n)^{1/2} \quad (4.24)$$

Donde:

$$E_n = \frac{P_n - P_{an}}{\rho d} + \frac{V_n^2}{2g} \quad (4.25)$$

Y el gasto en la salida estará dado por:

$$q_n = C'n a_n U_n \quad (4.26)$$

Donde  $C'n$  es el coeficiente de contracción. Combinando las ecuaciones 4.24 y 4.26 se puede escribir el factor de descarga como:

$$C_n = C'n / (1+K1)^{1/2} \quad (4.27)$$

$$q_n = C_n a_n (2g)^{1/2} (E_n)^{1/2} \quad (4.28)$$

Una ecuación empírica para  $C_n$  es la siguiente:

$$C_n = 0.975 \left( \frac{1 - V_n^2/2g}{E_n} \right)^{3/8} \quad (4.29)$$

Esta ecuación es aplicable solamente para salidas (en forma de cuerno) con una proporción de contracción de 4:1 ó mayores y solamente para  $d_n \leq 0.1 D_n$ . Puesto  $V_n$  y  $E_n$  pueden ser diferentes para las diferentes salidas, es claro que  $C_n$  pueda variar a lo largo del difusor.

En el análisis de flujo para el difusor, es simplemente trabajando aguas arriba de salida a salida, siguiendo el procedimiento aguas abajo. De este modo para un punto aguas arriba ( $n+1$ ), se asumirán las condiciones conocidas inmediatamente aguas abajo.

En la Fig. 4.6 por ejemplo los siguientes valores conocidos a ser asumidos de flujo son  $Q_n - 1$ ,  $q_n$ ,  $Q_n$ , las velocidades  $V_n - 1$ ,  $U_n$  y  $V_n$ ; las presiones  $P'_{n-1}$  y  $P_n$ ; las elevaciones del eje de las salidas  $h_n$  y  $h_{n+1}$ .

La ecuación de la energía para el  $n$ -ésimo segmento de tubería puede ser escrito:

$$h_{n+1} + 1 + \frac{V_n^2}{2g} + \frac{P'_{n-1}}{\rho d} = h_n + \frac{V_n^2}{2g} + \frac{P_n}{\rho d} + h_{ln} \quad (4.30)$$

Que se puede reducir a:

$$h_{n+1} + \frac{P'_{n-1}}{\rho d} = h_n + \frac{P_n}{\rho d} + h_{ln} \quad (4.31)$$

El último término de la derecha de la ecuación 4.31 es una pérdida de energía, inicialmente desconocida. Los términos inmediatamente conocidos en la ecuación 4.31 son  $h_{n+1}$ ,  $h_n$  y  $P_n/\rho d$ , y las pérdidas de energía pueden ser calculadas con la siguiente ecuación:

$$h_{ln} = f_n \frac{1}{D_n} \frac{V_n^2}{2g} \quad (4.32)$$

El  $f_n$  en la ecuación 4.32 es el factor de fricción de Darcy-Weisbach, que está en función de la rugosidad relativa del tubo y del número de Reynolds. La rugosidad relativa se define como la razón  $E/D_n$  y el número de Reynolds está dado por:

$$R_n = \frac{V_n D_n}{\nu} \quad (4.33)$$

Donde  $\nu$  es la viscosidad cinemática del líquido.

El factor de fricción puede calcularse mediante el diagrama universal de Moody (Fig. 2.2)

Conocido el factor de fricción, pueden ser calculadas -- las pérdidas de energía mediante la ecuación 4.32 y también  $P'n/d$  que se obtiene de la ecuación 4.31.

Es admisible en el análisis de flujo para un difusor, -- que las pérdidas totales permanezcan constantes al pasar por las salidas. Considerando la Fig. 4.6 es posible escribir:

$$\frac{V_{n+1}^2}{2g} + \frac{P_{n+1}}{f'd} = \frac{V_n^2}{2g} + \frac{P'n}{f'd} \quad (4.34)$$

Donde la parte derecha de la ecuación es conocida.

Comparando la parte derecha de la ecuación 4.25 con la -- parte izquierda de la ecuación 4.34 se ve que ésta puede asumir el valor conocido de  $P_{n+1}$  a fuera de la salida  $(n+1)$ ,  $E_{n+1}$  entonces es conocida. Sin embargo,  $V_{n+1}^2/2g$  no es conocida por sí misma; y este término requiere de la ecuación --- 4.29 para determinar la primera aproximación de  $C_{n+1}$ ; para conocer la primera aproximación de  $q_{n+1}$  se puede utilizar la -- fórmula 4.28 y después obtener la relación:

$$Q_{n+1} = Q_n + q_{n+1} \quad (4.35)$$

Una primera aproximación se puede obtener por la ecuación de continuidad:

$$V_{n+1} = Q_{n+1} / \left( \frac{\pi D_{n+1}^2}{4} \right) \quad (4.36)$$

Una segunda aproximación de  $V_{n+1}^2/2g$  puede ser valuada por un proceso repetitivo. Un número suficiente de iteraciones puede ser empleado hasta encontrar una pequeña diferencia entre los valores de  $V_{n+1}$  obtenidos. En muchos casos las descargas de las salidas son solamente una pequeña parte de la descarga del tubo, y el primer tanteo usado aguas abajo para la-

velocidad en la ecuación 4.29 es suficiente.

El proceso descrito aquí puede ser acarreado aguas arriba a lo largo de la tubería.

El lugar natural del principio de los cálculos para completar la secuencia es la salida más alejada del difusor en donde se debe asumir un valor de  $E_1$ ; como si fuera el caso de una salida general, pueden ser necesarias varias iteraciones antes que la velocidad de carga sea asumida en la ecuación -- 4.29 hasta ajustar el cálculo de la velocidad del flujo en el tubo mediante la ecuación de la continuidad:

$$Q_1 = q_1 \quad (4.37)$$

El procedimiento de cálculo puede seguirse para aguas arriba hasta alcanzar la última salida.

La descarga total del difusor puede ser valuada sumando todas las aportaciones o simplemente  $Q = q_n \times n$  lo cual es equivalente. La presión total  $P_N$  es importante cuantificarla.

Se debe ir checando las aportaciones de las salidas para evitar en estreñimiento de la tubería. Por ejemplo, si la suma de todas las áreas de salidas aguas abajo de la tubería en una estación en particular excedería la mitad de la sección del -- difusor, quizás sea tiempo de aumentar el diámetro del difusor.

El cálculo hidráulico del emisor, puede hacerse mediante la ecuación de la energía en los puntos donde se considere necesario, asumiendo como datos iniciales los obtenidos en el análisis final aguas arriba del difusor.



C A P I T U L O V

INSPECCION Y PRUEBA DE TUBERIAS

## C A P I T U L O V

## INSPECCION Y PRUEBA DE TUBERIAS

## GENERALIDADES.

Las tuberías de acero, pueden ser de tres tipos según su fabricación:

- 1.- Tubería de acero sin costura.
- 2.- Tubería de acero con costura longitudinal.
- 3.- Tubería de acero con costura helicoidal.

Las tuberías de acero sin costura, son utilizadas para -- conducciones con alta presión de trabajo interna.

Las tuberías de acero con costura longitudinal son utili zadas para presiones internas de trabajo medias.

Las tuberías de acero con costura helicoidal son utiliza das para presiones de trabajo medias y bajas.

Las presiones internas de trabajo, son dadas en las espe cificaciones que proporciona el fabricante.

En los sistemas de emisores-difusores submarinos la presión interna de trabajo puede considerarse como baja y por lo tanto, es conveniente utilizar tuberías de acero con costura-helicoidal, ya que estas tuberías tienen un comportamiento sa tisfactorio y son las más económicas.

## INSPECCION Y PRUEBAS DE TUBERIAS.

La inspección y pruebas de tuberías, se realiza desde-- su adquisición en las fábricas.

A continuación se enlistan las pruebas más usuales realizadas a las tuberías, siendo las dos últimas realizadas al concluir la obra.

- 1.- Inspección geométrica de la tubería.
- 2.- Prueba neumática.
- 3.- Inspección de soldaduras por ultrasonido.
- 4.- Inspección de espesores de pintura.
- 5.- Inspección eléctrica del recubrimiento.
- 6.- Prueba de densidad.
- 7.- Prueba hidrostática.
- 8.- Prueba radiográfica.

- 1.- Inspección geométrica de la tubería.

Esta prueba es muy sencilla y se realiza cuando se adquiere la tubería. Esta prueba consiste simplemente en pasar por el interior de la tubería una placa de acero circular correspondiente al diámetro de la tubería por probar, detectando con esto las posibles abolladuras o estrechamientos en las tuberías.

- 2.- Prueba neumática.

La prueba neumática es confiable para tuberías que trabajan a baja presión. Los sistemas de tuberías que van a operar al 20% o menos del límite elástico mínimo especificado del material deben someterse a una prueba de aire y espuma a 100 lb./plg<sup>2</sup> (7.03 kg/cm<sup>2</sup>).

La prueba neumática puede hacerse también inyectando solamente aire a la tubería a razón de 4 veces la presión de trabajo, manteniendo esta presión mientras se recorren las costuras con espuma de jabón para detectar posibles porosidades o fallas en la soldadura. Este requerimiento es válido siempre y cuando no sobrepase la presión de prueba especificada por los fabricantes.

### 3.- Inspección de soldaduras por Ultrasonido.

La inspección de soldaduras por ultrasonido, es confiable y económica para las tuberías con costura helicoidal, ya que son tuberías que trabajan a baja presión interna, además de que una inspección radiográfica sería muy costosa y tardada. La prueba se realiza por medio de un aparato portátil que se calibra según el espesor por probar; el aparato de ultrasonido emite impulsos eléctricos a través de la soldadura y estos impulsos al ser rebotados al aparato, emiten una señal auditiva, el periodo de tiempo de la señal es calibrada según el espesor que se va a probar, y es así, mediante señales audibles que se pueden detectar fallas o discontinuidades en la soldadura o también falta de penetración de la misma o concavidades internas.

### 4.- Inspección de espesores de Pintura.

Esta prueba se realiza mediante un calibrador micrométrico; este calibrador cuenta con una aguja finísima que está conectada a un bernier micrométrico donde se obtendrán las lecturas de los espesores de pintura. La aguja es incrustada en el tubo recubierto por la pintura ya seca, inmediatamente se puede obtener la lectura en la pantalla del bernier calibrador.

### 5.- Inspección eléctrica del recubrimiento.

La inspección eléctrica de los recubrimientos no es en realidad una prueba para determinar su resistencia eléctrica, sino para detectar poros u otro tipo de defecto del recubrimiento y efectuar las reparaciones o cambios necesarios.

Toda tubería recubierta es inspeccionada eléctricamente, aplicando un voltaje suficientemente alto, (aproximadamente-- 2,500 volts por cada 1/32" de espesor de capa de esmalte para poder detectar poros u otros defectos en el recubrimiento).

El equipo eléctrico usado para probar el esmaltado en --- planta o en la obra debe ser portátil, con un dispositivo de se ñal audible y luminosa a la vez, que sean fácilmente notables - ambas señales.

La inspección eléctrica (detección de agujeros) es una -- prueba de continuidad de una cubierta protectora. Esta inspec- ción no provee información concerniente a la resistencia de la- cubierta, adhesividad, características físicas, o a la calidad del material de la cubierta. Esta inspección detecta burbujas - ampollas vacías, grietas, puntos delgados e incrustaciones ex- trañas o contaminates contenidas en la cubierta.

Un detector es un aparato para localizar discontinuidades en la cubierta protectora.

LO que se ha dado a llamar agujero, es una discontinuidad de la capa protectora del tubo que expone la superficie del me tal al medio ambiente.

La velocidad de viaje de un detector aplicado a cubiertas en tuberías no debe ser mayor a la velocidad del paso de un -- hombre.

Condición de la superficie cubierta.

Una excesiva humedad de cualquier material eléctricamente conductivo, dentro o sobre la superficie del sistema de cubier ta puede causar corrientes de dispersión apreciables, las cua- les pueden hacer mas baja la efectividad de la prueba o causar indicaciones erróneas de agujeros.

Las superficies de las cubiertas deben estar secas y lim pias para efectuar la prueba eléctrica.

6.- Prueba de densidad.

Esta prueba se realiza en las plantas lastradoras, y consiste solamente en checar el peso de la tubería ya lastrada - mediante una báscula.

La tabla 5.1 proporciona la flotabilidad de tuberías de acero sin recubrimiento en agua de mar.

#### 7.- Prueba hidrostática.

Después de la operación de lanzamiento de la tubería al mar - y hecho los empates con las obras especiales (salidas del difusor) deberá probarse la tubería a presión interior utilizando como fluido agua dulce o agua de mar, inyectando en forma continua un colorante que sea fácilmente identificable bajo el agua. Una vez llena la tubería y exenta de aire y cuando el colorante aparezca al final del difusor, se deberá cerrar completamente la salida, aplicando la presión de proyecto durante la inspección sin que se presente variaciones sensibles de presión. Después se abatirá la presión hasta un 50%; vuelta a subir a -- 100% se mantendrá hermética la tubería durante 24 horas, debiendo usar un manómetro registrador y obtener una gráfica de presión tiempo. Si se presentan pérdidas de presión por fallas de la tubería, esta será reparada y repetida la prueba.

Ningún elemento que forme la estructura debe ser de menor resistencia que el material del tubo a fin de que todo el sistema resista la prueba hidrostática especificada para la tubería.

Un ejemplo que puede dar una idea de las bajas presiones que se manejan en este tipo de sistemas es la citada en (ref.1), en donde la prueba es realizada únicamente con agua de mar y colorante y la presión es elevada a  $1.5 \text{ Kg/cm}^2$  y mantenida solamente durante la inspección.

#### 8.- Prueba radiográfica.

TABLA 5.1 SELECCION DE MEDIDAS ESTANDARES DE TUBOS CON SOLDADURA LONGITUDINAL O HELICOIDAL.

Diámetro Nominal* (plg)	Diámetro exterior (plg) (mm)	Espesor de pared + (plg) (mm)		Peso Aprox. (lb/pie) (N/m)	Flotabilidad Aprox. ++ Agua de mar afuera, aire adentro (lb/pie) (N/m)		Flotabilidad Aprox. ++ Agua de mar afuera, agua residual adentro (lb/pie) (N/m)		
16	16.00	406.4	.250 6.4	42	620	+47	+690	-35	-510
16	16.00	406.4	1.438 36.5	224	3270	-135	-1970	-193	-2820
20	20.00	508.0	.250 6.4	53	770	+86	+1260	-43	-630
20	20.00	508.0	1.031 26.2	211	3080	-72	-1050	-182	-2660
24	24.00	609.6	.250 6.4	63	920	+137	+2000	-51	-740
24	24.00	609.6	1.000 25.4	246	3590	-46	-670	-211	-3080
30	30.00	762.0	.312 7.9	99	1440	+214	+3120	-80	-1170
30	30.00	762.0	1.000 25.4	310	4520	+3	+40	-264	-3850
36	36.00	914.4	.375 9.5	142	2070	+309	+4510	-114	-1660
36	36.00	914.4	1.250 31.7	465	6790	-14	-200	-396	-5780
42	42.00	1066.8	.375 9.5	167	2440	+447	+6520	-132	-1930
42	42.00	1066.8	.500 12.7	222	3240	+392	+5720	-180	-2630
48	48.00	1219.2	.375 9.5	190	2770	+612	+8930	-148	-2160
48	48.00	1219.2	.500 12.7	254	3710	+548	+8000	-204	-2980
60	60.00	1524.0	.354 9.0	226	3290	+1027	+14990	-169	-2470
60	60.00	1524.0	.750 19.0	474	6910	+779	+11370	-386	-5630
72	72.00	1828.0	.472 12.0	361	5280	+1446	+21060	-275	-4010
72	72.00	1828.8	.750 19.0	570	8320	+1234	+18010	-458	-6680
80	80.00	2032.0	.472 12.0	400	5830	+1827	+26660	-300	-4380
80	80.00	2032.0	.750 19.0	634	9250	+1593	+23250	-504	-7370
92	92.00	2337.0	1.000 25.4	973	14200	+1972	+28770	-785	-11450
92	92.00	2337.0	1.250 31.7	1211	17670	+1734	+25300	-992	-14470

\* No es posible dar todos los diámetros.

+ Los espesores dados para un diámetro particular de un tubo indican el espesor más bajo y el espesor más alto que vienen de fábrica.

++El signo positivo indica flotación ascendente; el signo negativo indica flotabilidad negativa. (El tubo irá al fondo)

Procedimientos radiográficos.

Producción de radiografías usando rayos X o rayos gamma.

Un procedimiento detallado para la producción de radiografías debe ser establecido y calificado. Las radiografías producidas por el uso de tal procedimiento deberán tener suficiente densidad, claridad y contraste de manera que los efectos en la soldadura o en el tubo adyacente a la soldadura sean claramente discernibles.

Los radiografistas se deberán calificar por la demostración de su habilidad para producir y evaluar las radiografías de acuerdo con el procedimiento aprobado.

Los puntos siguientes deben tomarse en cuenta para evaluar radiografías.

Una calidad aceptable de la película, libre de irregularidades de velado y de procesamiento; densidad y contraste aprobados.

Nivel de sensibilidad aprobado.

Sistema de identificación satisfactorio.

Técnica aceptable.

Compatibilidad con estándares reconocidos.

Todos los requisitos se refieren a la calificación de las radiografías resultantes que deben ser aplicadas tanto en rayos X como en rayos gamma.



## C O M E N T A R I O S

## SEÑALAMIENTOS.

Una vez terminada y aprobada la obra de un emisor-difusor submarino, deberá contar con una señalización terrestre y marina. La (s) señal (es) terrestre (s) podrán ser por medio de letreros, rejas, o como lo acuerden las autoridades del lugar; y la señal marina será en base a una boya permanente a 50 metros de distancia hacia aguas profundas del punto terminal del difusor en su mismo alineamiento.

Lo anterior ha sido obtenido de la referencia uno.

C O N C L U S I O N E S

## C O N C L U S I O N E S

Este trabajo fue realizado con el fin de presentar un conocimiento general de la elaboración de Proyectos de Emisores Difusores submarinos, en cuanto a la concepción de estos como estructura, es decir, sin contemplar los aspectos constructivos y administrativos de la obra, ni tampoco los estudios previos al proyecto.

El conocimiento general que se quiere dar de la estructura es, desde las acciones que pueden presentarse en algún caso en particular, siguiendo después con el diseño geométrico de la estructura, el cual debe estar de acuerdo a lo reportado o requerido por el diseño hidráulico, para un buen funcionamiento del sistema. Considerando también la protección anticorrosiva que puede proporcionársele a la estructura, así como la inspección y prueba de las partes que componen la estructura.

Debe considerarse que al no tomar en cuenta los aspectos constructivos, deberán revisarse los datos obtenidos en el diseño y los obtenidos por los requisitos del método constructivo a emplear, para determinar si la geometría calculada en el diseño es suficiente o requiere de algún incremento en sus medidas.

El tomar en consideración este tipo de proyectos dentro de las alternativas de solución de la disposición de aguas negras, puede traer considerables ventajas a otras opciones - - (plantas de tratamiento, pozos de absorción, etc.), según lo avalúen los estudios previos al proyecto.

Una de las principales ventajas que tiene un sistema de-emisor-difusor submarino, es su casi nulo mantenimiento en relación con otras opciones, ya que el mantenimiento requeri

do por el sistema, es solamente de un desazolve periódico mediante bombeo, así como la inspección de los ánodos de sacrificio, y si se diera el caso, el remplazamiento de alguno(s) de los ánodos; con esto se abaten costos de mantenimiento y operación, que debidos a la inflación que vive el país en estos tiempos puede ser determinante en la justificación de la elaboración de emisores-difusores submarinos.

B I B L I O G R A F I A

## B I B L I O G R A F I A

- 1.- Manuales de diseño de Obras Civiles.  
Comisión Federal de Electricidad.  
Estructuras.  
C. 1.2 Acciones.  
C. 2.6 Tuberías.  
Hidráulica.  
A.2.3 Conducciones a presión.
- 2.- Hidráulica General Vol. I Fundamentos.  
Gilberto Sotelo Avila.  
Limusa.
- 3.- Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario  
en localidades Urbanas de la República Mexicana.  
UNAM Facultad de Ingeniería.  
División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica.
- 4.- Marine Outfalls Systems.  
Planing, Design, and Construction.  
Robert A. Grase.  
Departamento de Ingeniería Civil de Mannoa Hawaii.  
Honolulu, Hawaii.
- 5.- Tesis Profesional.  
Sistemas de transportación de hidrocarburos por tuberías  
(Construcción de líneas de Conducción)  
José Alfredo Hugo Santander León.  
Escuela de Ingeniería Civil.  
Universidad de Puebla. (1979)

## R E F E R E N C I A

## 1.- Especificaciones Técnicas.

Proyecto emisor-difusor submarino Mazatlán, Sin. (1984)  
Secretaría de Obras Públicas del Gobierno del Estado de  
Sinaloa.