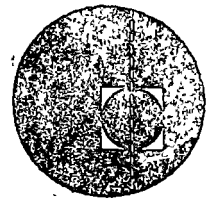




centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



*PROYECTO DE*

CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

## GENERALIDADES Y SINTESIS DEL CURSO

M. en C. Mario Solano González

Julio 1977



# INDICE

## 1.- LOS SERVICIOS URBANOS.

1.1.-	DEFINICION.....	1
1.2.-	ORIGEN.....	1
1.3.-	TIPOS DE SERVICIOS.....	3
1.4.-	SERVICIO DE ALCANTARILLADO.....	4
1.4.a.-	ANTECEDENTES.....	4
1.4.b.-	DEMANDAS FUTURAS.....	5
1.5.-	DEFINICION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....	9
1.6.-	OBJETIVOS Y BENEFICIOS DEL SISTEMA.....	10

## 2.- ESTRUCTURAS DEL SISTEMA..... 16

2.1.-	LOCALIZACION DE INSTALACIONES.....	16
2.2.-	DEFINICIONES DE TERMINOS USADOS.....	17
2.3.-	INSTALACIONES ESPECIALES CONEXAS.....	18
2.4.-	TIPOS DE SISTEMA.....	20
2.5.-	EVALUACION DE LOS SISTEMAS.....	23
	UNITARIO Y DIVISOR.....	23
2.6.-	SISTEMAS MIXTOS.....	30

## 3.- FASES DEL SISTEMA..... 35

3.1.-	PRELIMINAR O INVESTIGATIVA.....	35
3.2.-	PROYECTO.....	36
3.2.a.-	DESARROLLO DE LA FASE PRELIMINAR.....	37
3.2.b.-	CAPACIDAD DE LAS ESTRUCTURAS.....	37
3.2.c.-	MATERIALES PARA LAS ESTRUCTURAS.....	40
3.3.-	CONSTRUCCION.....	41
3.4.-	OPERACION.....	42
3.5.-	INTERRELACION ENTRE LAS FASES.....	43
3.6.-	PARTES QUE INTERVIENEN EN LA REALIZACION DEL SISTEMA.....	44
3.6.a.-	PROPIETARIO.....	44
3.6.b.-	INGENIERO.....	46
3.6.c.-	CONTRATISTA.....	47
3.6.d.-	OTRAS PARTES.....	48
3.7.-	PAPEL QUE DESEMPEÑAN LAS PARTES.....	49

3.7.a. - FASE PRELIMINAR.....	49
3.7.b. - PROYECTO.....	49
3.7.c. - CONSTRUCCION.....	50
3.7.d. - OPERACION.....	51

## INDICE DE FIGURAS

FIG. 1.-	DESAGUE URBANO SIMPLE, PLANTA Y CORTE TRANSVERSAL....	52
FIG. 2.-	CURVA DE ALTURA - FRECUENCIA.....	52
FIG. 3.-	FUNCION FRECUENCIA-ALTURAS MAXIMAS ANUALES.....	52
FIG. 4.-	ESQUEMA DE BENEFICIOS CON LOS PROYECTOS DE DRENAJE URBANO Y CONTROL DE INUNDACIONES.....	53
FIG. 5.-	FUNCION DE COSTO PARA SISTEMAS MENORES.....	53
FIG. 6.	RELACIONES DE FRECUENCIA HIPOTETICA PARA PRECIPITACIONES EN ZONAS HUMEDAS Y SEMIHUMEDAS.....	53
FIG. 7.-	LOCALIZACION DE INSTALACIONES SUBTERRANEAS.....	54
FIG. 8.-	SISTEMA DE ALCANTARILLADO. DIAGRAMA GENERAL.....	55
FIG. 9.-	MODELO CONCEPTUAL DE OPTIMACION ECONOMICA.....	56

T E M A I  
G E N E R A L I D A D E S  
Y  
S I N T E S I S D E L C U R S O .

1.- LOS SERVICIOS URBANOS.

1.1. DEFINICION.- Los servicios urbanos son los bienes y las actividades que se proporcionan a los habitantes de la urbe para lograr la convivencia. Los servicios los proporcionan los particulares autorizados para ello y, principalmente, el gobierno, cuando los servicios no deben ser fuente de utilidad o constituyen un servicio social. Es lógico que los servicios urbanos se hayan iniciado con la ciudad y que el crecimiento de ambos sea un fenómeno tan reciente como el crecimiento económico. ( 1 )

1.2. ORIGEN.- El origen de esos enjambres urbanos que son las ciudades ha sido consecuencia de varios factores que se fueron sucediendo. La ciudad no es una forma innata de organización humana y su evolución corresponde, con mucha exactitud, a los diferentes medios utilizados por el hombre para dominar a la naturaleza a fin de asegurar su subsistencia, y a los otros hombres para asegurarse el poder.

Las primeras ciudades nacieron hace alrededor de diez mil años A.C. junto con la agricultura, cuando el hombre interrumpió su curso errante para arraigarse en ciertos lugares como las orillas de ríos, lagos y mares. Muy rápidamente la ciudad se organizó para desarrollar tres funciones: defensa, producción artesanal y comercio.

( 1 ) El crecimiento urbano y los transportes. Bertrand Murre.

La ciudad, en la antigüedad, vivía de los productos manufacturados que intercambiaba por productos alimenticios del campo circundante hasta una distancia que no debía tomar más de medio día de transporte en bestia de carga o carretilla. Las materias primas: maderas, piedras y minerales, podían venir de regiones más lejanas cuando el transporte se hacía por vías acuáticas.

Con el nacimiento de los grandes imperios a partir del tercer milenio A. C. algunas ciudades, centro de comando de zonas sometidas, que desde esa época buscaban extenderse hasta las fronteras del mundo conocido, adquirieron una nueva función que mantuvo su importancia primordial hasta nuestros días: la función política. Esta función culmina cuando Roma concentra dentro de sus murallas a quinientos mil habitantes.

De 1 800 a 1 890 transcurre el período del crecimiento urbano y son los factores económicos los que contribuyeron a ello. Las nuevas manufactureras surgidas de la revolución industrial, y más particularmente las de los sectores de la industria ligera y de transformación, se instalaron en gran número cerca de los centros urbanos ya existentes. Ellas encontraron numerosas ventajas: una fuerza de trabajo ya lista, la proximidad de otras industrias a un lado y otro, una vasta demanda y las facilidades de distribución, ya que los consumidores estaban en la puerta, con materias primas abundantes llevadas muy a menudo por vías de agua, pues los centros urbanos estaban casi siempre bien ubicados cerca de un puerto fluvial o marítimo, y finalmente, servicios de toda clase, jurídicos,

financieros y aun policiales para cuando solía surgir la necesidad de someter a los huelguistas. Permanecen fuera de la atracción urbana sólo las industrias del sector primario, en razón de la pesadez de sus instalaciones y la liga con las zonas mineras o de abastecimientos.

En todas las épocas que ha vivido la ciudad, los servicios urbanos han sido constantes, con importancia variable de unos, otros han sido tradicionales y, en la actualidad, son múltiples y esenciales para el desarrollo de las actividades de la comunidad y de las sociedades que se han formado. Esto justifica el dicho de que gobernar a la ciudad es servirla.

### 1.3. TIPOS DE SERVICIOS.

Los servicios que se proporcionan son tangibles e intangibles; de acuerdo con el esquema básico de Hirsch <sup>( 1 )</sup> se agrupan en seis tipos que son los siguientes:

- 1) De protección. (Contra incendios, inundaciones, terremotos, huracanes, para guardar el orden público y para impartir justicia).
- 2) De desarrollo. (Para educación, bienestar, salubridad y recreo).
- 3) De control del ambiente. (Uso del suelo, contaminación atmosférica, uso y control del agua, y manejo de los desechos líquidos, sólidos y gaseosos).

( 1 ) Hirsch , W. C., Urban Economic Analysis, Mc. Graw-Hill Book Co., Inc. New York, N. Y., 1973.



4) De obras de infraestructura. (Abastecimiento de agua, eliminación de aguas negras y pluviales, energía eléctrica y comunicaciones).

5) De transportación. (Tránsito masivo de pasajeros, uso de calles, autopistas y ciclistas, y pasos de peatones).

6) De gobierno. (Administración, control del presupuesto, acción legislativa y ejecutiva).

El sistema de alcantarillado ofrece los servicios comprendidos en varios de estos tipos ya que atiende inundaciones, protección ambiental, salubridad, uso y control del agua, manejo de desechos líquidos y eliminación de aguas negras y pluviales.

#### 1.4. SERVICIO DE ALCANTARILLADO.

1.4.a. ANTECEDENTES. Los servicios que proporciona el Sistema de Alcantarillado son tradicionales y se establecen con la existencia de la ciudad; su historia y adelantos técnicos son motivo del Tema II de este curso. Los vestigios más antiguos se citan en los libros clásicos y las ruinas de las estructuras que aun subsisten son testimonio de su edad.

El explosivo crecimiento poblacional ha provocado conflictos ecológicos y escasez de las materias esenciales para la subsistencia de los habitantes: materias alimenticias y energéticas. En las últimas décadas ha tomado lugar un incremento creciente de

urbanizaciones, asociado con cambios que crean nuevos problemas, lo que requiere de nuevas soluciones aun para los más viejos problemas que ya se consideraban resueltos. La agudización de la concentración de habitantes provenientes de zonas rurales ya es alarmante y debe tener una respuesta de los técnicos y de los políticos. Una de las consecuencias que se atiende con urgencia es el problema del agua en cuanto a su abastecimiento y su conservación, debido a que su disponibilidad es cada vez más limitada.

1.4.b. DEMANDAS FUTURAS. - En el país del norte, la inversión anual para la rehabilitación de obras de abastecimiento y alcantarillado se estima en 110 mil millones <sup>(1)</sup> de dólares (mayor a las inversiones que se calculan para siderurgia y alimentación) y se requiere anualmente una cantidad de 7 200 millones de dólares para nuevas obras: 3 700 para agua potable y 2 500 para obras de alcantarillado y 1 000 millones para el tratamiento de aguas negras. Para 1975 las condiciones de servicio, según el Departamento de Comercio de ese país, son:

Población con servicio de agua	185.4	Millones de hab.
" sin " "	38.0	" " "
" con " alcantarillado	157.6	" " "
" sin " "	65.8	" " "
Población total:	223.4	" " "

El aumento anual en los próximos años es de 4 millones de habitantes.

(1) Urban Water Reserce Research, First Report Sep. 1968.  
A. S. C. E. Urban Hydrology Research Council, New York, N. Y.

En nuestro país las condiciones son críticas y se resumen en la siguiente forma, según el censo de 1970.

	Millones de habitantes.	
Con servicio de agua. (incluyendo con hidrante público.)	29.491	61.1%
Sin servicio de agua.	18.734	38.9%
Pob. Total.	48.225	100.0
Con alcantarillado.	19.872	41.5%
Sin alcantarillado.	28.352	58.5%
Población Total.	48.225	100.0

Se mantiene un aumento de población anual de uno y medio millón de habitantes a los que hay que proporcionar servicio, y se espera un total de habitantes de 125.8 millones para el año 2 000. De acuerdo con los datos del Plan Nacional Hidráulico, las condiciones de falta de servicio se empeoran en las localidades de menor tamaño:

Número de localidades.	Rango de Población miles de Hab.	Población total. millones de Hab.	Población con Servicio de Agua potable.	Servicio de Alcantarillado.
95 410	menos 2.5	19.92	22.0%	3.0%
1 067	2.5 a 5	3.64	39.6	25.2
428	5 a 10	2.97	53.2	38.5
168	10 a 20	2.30	62.9	49.1
80	20 a 50	2.36	69.9	57.4
31	50 a 100	2.18	71.7	66.6
29	100 a 500	5.58	76.5	68.2
3	500 a 1 500	2.63	80.0	78.2
(D.F.) 364	Global D.F.	6.64	82.9	74.2
<b>Total:</b>		48.22	61.1%	38.9%

El abastecimiento de agua potable, el alcantarillado, el reúso de agua, el tratamiento del agua, la potabilización y la recirculación en las industrias, son partes de un programa integral.

Dentro de los objetivos del Plan Nacional Hidráulico está proporcionar los servicios de agua potable y alcantarillado necesarios para terminar el déficit existente, considerando como metas por cubrir en el año 2 000, los servicios de agua potable al 95% de la población urbana y al 70% de la población rural (localidades de menos de 2 500 habitantes), y en alcantarillado el 80% de la urbana y 63% de la rural, con medidas para autofinanciar las obras, el mantenimiento y la operación, y sin subsidios que fomenten el derroche de agua. Esto requiere una inversión total, hasta el año 2 000 de 315 000 millones de pesos de 1973, según resulta tomando en cuenta los costos de la Dirección de Agua Potable y Alcantarillado con base en unos 600 proyectos, cuyos costos por habitante en pesos de 1973 varían entre \$ 250 y \$ 2 000; los costos promedio por distintos conceptos se anotan en seguida.

Concepto.	Agua Potable		Alcantarillado	
	Urbano	Rural	Urbano	Rural
Obra nueva :	817	410	560	250
Mejoramiento	590	150	470	
Ampliación de red.	450	150	470	
Conexión a la red.	85	50	80	40
Tratamiento.	112		80	60

Los programas que se incluyen en el Plan Nacional Hidráulico contienen las siguientes cifras para el período 1975 - 2 000

Inversiones:

En agua potable	206.1	miles de millones de pesos
Alcantarillado.	<u>108.9</u>	" " "
Total:	315.0	miles de millones de pesos.

Capitulo importante para realizar el programa son los recursos humanos para operación y mantenimiento ( no se incluye planeación, investigación, proyectos y construcción ). De acuerdo con el Plan se requerirán especialistas en las cantidades siguientes:

Ingenieros.	4 500
Técnicos y administrativos.	41 600
Operarios.	<u>83 200</u>
Total:	129 300

En cuanto a recursos materiales, la tubería necesaria sin incluir la requerida para conjuntos industriales, será:

Periodo	Miles de Km. de Tubería.	
	Agua Potable	Alcantarillado.
1975 - 1976	5.9	2.9
1977 - 1982	35.5	28.1
1983 - 1990	47.8	61.1
1991 - 2000	87.1	78.8
Total:	<u>176.3</u>	<u>171.0</u>

Se asienta en el Plan que es muy probable que la falta de recursos calificados signifique el mayor obstáculo para llevar a cabo el programa de obras y servicios de agua potable y alcantarillado. De acuerdo con el examen preliminar de este problema se concluye que es

urgente capacitar y entrenar a muchos miles de personas en labores técnicas y administrativas, así como formar y capacitar a un número considerable de ingenieros.

A las cifras de inversión antes citadas hay que agregar las que corresponden al tratamiento de las aguas usadas, tanto domésticas como industriales, que ascienden a 103,174 millones de pesos de 1975 y recursos humanos en cantidad de 25 506, de los cuales 22 649 deben ser operarios con nivel de instrucción de primaria a preparatoria y 2 857 requieren licenciatura o maestría.

Esta es la importancia de los cursos de especialización de ingeniería hidráulica y sanitaria. Así, también, se justifica este curso de Sistemas de Alcantarillado.

#### 1.5. DEFINICION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

Como todo sistema, el de Alcantarillado es un conjunto de partes y, coordinadamente, estas desempeñan, cada una, su función correspondiente. Este conjunto trabaja con elementos de entrada o sea la alimentación, y al final se obtiene el producto deseado como resultado. En lo que se refiere al alcantarillado hay estructuras componentes cuyo fin es la recolección de aguas sobrantes en el medio urbano, su conducción, tratamiento y disposición final.

Las aguas sobrantes pueden ser negras o sea desechos líquidos; pluviales, o sean las escurridas como consecuencia de la precipitación pluvial, y las corrientes superficiales que cruzan la zona urbana.

La recolección de las aguas sobrantes se hace por medio de accesos, conductos, y demás estructuras que sirven para transportarlas. El tratamiento dependerá de la calidad de las aguas sobrantes y los requerimientos por llenar para darles el destino final. Este destino final tiende cada vez más al aprovechamiento de los caudales, en vista de que los recursos hidráulicos se van tornando insuficientes para satisfacer las necesidades crecientes que exige la vida humana. Los caudales no aprovechados serán los que se descargan, sin uso posterior, a una masa de agua donde se diluyen, sea esta el mar, un lago o las corrientes superficiales que descarguen a aquellos.

El aprovechamiento de las aguas sobrantes, previo su tratamiento necesario, puede ser destinado para usos industriales, riego de cultivos, infiltración para recarga de acuíferos subterráneos o para formar pantallas que eviten a estos la intrusión salina, fines recreativos y, con las precauciones debidas, para abastecimientos municipales en competencia económica con otras fuentes.

Como sistema, un sistema de alcantarillado está sujeto a la metodología, o sea la secuencia lógica de los procesos técnicos a seguir para obtener las bases que conduzcan a la mejor decisión, que proporciona la Ingeniería de Sistemas. Por consecuencia hay que considerar los objetivos de construcción del Sistema de Alcantarillado o más específicamente el avalúo de los beneficios que se obtienen con el servicio urbano como objetivo.

#### 1.6. OBJETIVOS Y BENEFICIOS DEL SISTEMA.

El valor de los beneficios y a la vez el costo del sistema son

funciones de la capacidad de éste, es decir del tamaño de la obra, considerando, por supuesto, todas las categorías de servicio que cubre y que determinan la capacidad; primeramente se toman en cuenta los variables volúmenes de agua, la creciente necesidad de servicios para el aumento del area urbana y la frecuencia de los escurrimientos pluviales; en una gráfica se ha representado la capacidad con relación a los períodos de tiempo, y también los tirantes de inundación en distintos períodos; en otra gráfica se relaciona el número de veces que se alcanzan esos tirantes máximos ( Figuras 1, 2 y 3 ) y por consecuencia el número de ocasiones que se requiere una determinada magnitud de la capacidad del sistema.

Cada magnitud de la capacidad produce grados proporcionales de beneficio cuyos principales capítulos se representan <sup>(1)</sup> en la Fig. 4 y que son:

- 1.- Reducción de daños por inundación.
- 2.- Incremento del valor del terreno.
- 3.- Reducción de gastos de conservación de calles.
- 4.- Reducción de demoras en el tránsito.
- 5.- Aumento de comodidades en el nivel de vida.
- 6.- Protección de la vida.
- 7.- Mejoramiento estético y ventajas recreacionales.
- 8.- Alivio de peligros contra la salud.

( 1 ) Evaluación e implementación de proyectos de drenaje urbano. Neil S Grigg M. Proc. de la ASCE, Vol. 101 UPI, Mayo 1975.



Las funciones que representan las gráficas anteriores se interrelacionan para llevar a cabo los estudios de evaluación tomando en cuenta la función que liga el tamaño de la obra con su costo que se representa en la gráfica de la Fig. 5 .

Los datos de la figura 4 pueden parmenorizarse lógicamente dividiendo los beneficios y costos en tangibles ( directos e indirectos ) e intangibles ( 1 )

### BENEFICIOS

#### I. - Tangibles.

##### (a) Directo.

Reducción de los daños por inundación en las obras de servicio público y privado.

Reducción de la probabilidad de pérdida de vidas.

Aumento del valor de la tierra.

##### ( b ) Indirecto

Reducción de los trastornos en el tránsito.

Reducción en las pérdidas, renta, ventas y producción.

Reducción de costo de limpieza general y mantenimiento de calles.

Reducción de costos de ayudas de emergencia.

### COSTOS

#### I. - Tangibles

##### (a) Directo

Costos de construcción.

Costos de adquisición de la tierra.

Costo de programas no estructurados, incluyendo inundación de las zonas planas.

Programa de evacuación y emergencia.

Costo de administración.

##### ( b ) Indirecto

Costos de primas de seguros.

Incrementación de los costos de reconstrucción debido a la magnitud y alcance de los daños de inundación.

( b ) Indirecto

Aumento de las posibilidades para oportunidades de recreación.

II. Intangibles.

Reducción de las molestias  
Aumento de la confianza en la seguridad urbana.  
Alivio de los peligros a la salud.  
Mejoramiento de la estética del ambiente.

( b ) Indirecto

II. Intangibles  
Costos ambientales y sociales.

La figura 6 es importante para distinguir los casos entre una zona lluviosa y una árida que coincidieran en valores máximos para la misma frecuencia, pero para los valores mínimos podrían ser diferentes; por ejemplo que 100 lluvias ligeras en zona húmeda correspondan a sólo una en zona desértica; por lo tanto las obras para las lluvias ligeras producirá más beneficios en zona húmeda.

Análisis semejante puede hacerse en cuanto al uso de las calles y el valor del terreno adyacente a las obras. Una obra en zona desarrollada añade por ejemplo una cantidad de 1 millón de pesos al valor de los terrenos, mientras que en una zona de bajo desarrollo solo aumenta diez mil pesos, sin valuar los beneficios sociales y los indirectos.

Generalmente se sigue una práctica tradicional para definir la capacidad del proyecto, como el plazo de servicio en aguas negras de 10, 20 o 30 años y en el período de retorno de las lluvias máximas de 1, 2, 5 o 10 años.

Ahora se busca el costo minimizado, aunque el método no da el mejor uso de los montos de inversión; por tal motivo debe analizarse un método para la selección de inversiones que tome en cuenta los efectos distributivos, los problemas sociales y los ambientales y la decisión se tome con datos bien definidos.

El método para considerar lo anterior se llama proyecto de presupuesto programado, en donde el capital urbano tiene que ser distribuido entre las seis categorías de servicios urbanos. Como resultado, puede suceder que se tengan que resolver por etapas los problemas de alcantarillado  $D_1, D_2, \dots, D_n$  que tienen una efectividad fija en cada etapa. La solución indicada es obtener en cada etapa el costo mínimo. El análisis es complejo y puede provocar inconformidad. Otro procedimiento es maximizar los beneficios netos de todos servicios según diferentes niveles de protección que se analicen.

Cuando se da protección contra daños cuantiosos evidentemente basta el análisis de beneficio-costos, como en el caso de protección contra inundaciones. El cálculo que hay que considerar al mismo tiempo es la derrama del costo entre los propietarios de bienes que se libran de daños y la venta de los terrenos que, con las obras, se pueden utilizar por ya no ser inundables.

En cambio, en las obras menores de alcantarillado, en las que como se vió interviene la conveniencia, la estética y la salubridad, tiene que recurrirse a criterios estandar con el costo mínimo para un

capital fijo de acuerdo con la disponibilidad de recursos económicos. El criterio depende de la relación costo-capacidad, la buena voluntad de la población para pagar los servicios, la frecuencia de funcionamiento, ( Fig. 6 ) la intensidad del tráfico, el costo de los terrenos que se benefician, y la necesidad de tratamiento; en fin, en obras pequeñas la población da respuesta, por si misma, del nivel de protección o beneficio.

En todas formas la relación de costos y beneficios siempre es útil para el estudio de promoción del proyecto y su factibilidad, y para definir el criterio a fin de fijar la capacidad del proyecto y valorar los beneficios y costos que inciden en otros problemas.

En los proyectos de alcantarillado no es tan difícil estimar ciertos beneficios como lo es en otros proyectos de servicios urbanos. Lo primero que hará falta es definir lo que es beneficio para fines de construcción de obras. Generalmente, como en el caso de inundaciones, se reconoce de inmediato el daño a la propiedad; pero esta sólo es una categoría de daño directo entre las siguientes categorías:

1. - Daño directo.
2. - Daño indirecto.
3. - Daño secundario.
4. - Daño intangible.
5. - Daños inciertos.

cuya medición es fácil en la número 1 y, en cambio discutible en las últimas cuatro.

## 2. - ESTRUCTURAS QUE COMPONEN EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

2.1. LOCALIZACIÓN DE INSTALACIONES.- Como se citó antes, el agua se recolecta en conductos que la reciben de la superficie a través de las coladeras o de las descargas domiciliarias. Estos conductos iniciales se denominan atarjeas. Las atarjeas descargan en conductos mayores que se denominan colectores. Atarjeas y colectores constituyen la red de recolección o de alcantarillado. Alcantarilla es el nombre general del conducto cerrado o cubierto y es el diminutivo de alcántara que significa puente chico. La energía que se aprovecha para el escurrimiento es el potencial que brinda la topografía aunque en casos especiales la red requerirá estaciones de bombeo para elevar el agua evitando la profundización de la instalación de los conductos o para seguir algún paso elevado obligado. Si hay algún uso del agua en la zona urbana, se tendrá una planta de tratamiento que se requiera para este fin.

La red puede ser descargada a un colector emisor que la lleva a su destino o sitio de disposición final, pudiendo requerirse también plantas de bombeo y de tratamiento como se dijo para el caso de la red. Para todos los conductos y plantas se aprovechará la vía pública o se hará la adquisición de terrenos que provean el derecho de vía para garantizar su operación y mantenimiento. La localización estará dispuesta en tal forma que no se obstaculice con otras instalaciones subterráneas que proveen distintos servicios urbanos como teléfonos, energía eléctrica, gas, viaductos y agua potable. La figura 7 muestra una sección de calle con la localización de las instalaciones y el esquema de la figura 8

representa un sistema con sus elementos constitutivos.

2.2. DEFINICIONES DE TERMINOS USADOS.- Antes de seguir adelante conviene dejar establecidas las definiciones principales de los términos que se utilizan en los sistemas de alcantarillado, los cuales se enlistan a continuación. ( 1 )

Aguas negras: son las aguas sucias cuyo origen han sido las aguas potables u otras aguas de calidad no degradada que han sido usadas en distintas actividades de la comunidad poluyéndolas con los residuos que se les depositan. Se distinguen aguas negras domésticas, provenientes de hogares, escuelas, cuarteles, comercios, centros de reunión y oficinas públicas, y las aguas negras industriales, procedentes de la industria y que, como consecuencia, están poluídas con una gran proporción de substancias de desechos de los procesos de fabricación.

Aguas pluviales: son las aguas meteóricas que al escurrir sobre las superficies arrastran impurezas cuando se inicia el escurrimiento, hasta que quedan limpias escurriendo con cierta pureza o con mínimo acarreo de sólidos en solución y suspensión o sea de buena calidad para ciertos usos.

Albañal: Es el conducto que recolecta las aguas sobrantes de los edificios para entregarlas a las instalaciones públicas o sea a la red de alcantarillado.

( 1 ) .- Apuntes de la clase de Ingeniería Sanitaria del Ing. Anastasio Guzmán Mardueño.

Atarjeas: son las alcantarillas que corren a lo largo de las calles para recibir las descargas de los albañales o de las coladeras pluviales. Pueden distinguirse, atarjeas central o principal, cuando se localizan al centro del arroyo de la calle, atarjea lateral cuando corre a las orillas del arroyo; y puede haber atarjeas concurrentes que constituyen ramales, subramales y tributarias y de éstas se origina que haya atarjea colectora o colector de mayor dimensión.

Colector: Es el conducto que recibe las aguas de las atarjeas que corresponden a una zona, constituyendo un conducto troncal de dimensiones mayores a 60 centímetros de diámetro. Según la función de los colectores reciben denominaciones complementarias como subcolector, cuando se trata de un ramal; tributario, interceptor, de alivio, de desviación y emisario.

Los conductos llevan como accesorios diversas estructuras de funcionamiento y otras auxiliares: Pozos de visita, que son chimeneas cilíndricas o troncónicas que parten de los conductos y remantan en la superficie de la calle; su función es permitir la ventilación y facilitar las labores de limpieza de los conductos. Cajas de unión y pozos especiales, que son las estructuras de unión, ventilación y limpieza en colectores o sea que tienen la misma función de los pozos de visita en donde se requieren mayores dimensiones.

2.3. INSTALACIONES ESPECIALES CONEXAS.- En los párrafos anteriores se mencionan los elementos esenciales de una red

de alcantarillado. Existen otras instalaciones que en algunos casos son también indispensables, no solo en la red sino en cualquier parte del sistema. Como tales se mencionan las siguientes:

Sifones invertidos. Cuando en el recorrido de un conducto se encuentra un obstáculo que salvar, en algunos casos se obliga a la alcantarilla a profundizarse quebrando la línea al aumentar su pendiente y normalizándola al salvar el obstáculo. La forma que toma el tramo para cruzar es la de sifón invertido por antonomasia a la forma del sifón hidráulico, en realidad es un tramo deprimido.

Vertedores. Para desviar parte del caudal de un conducto a otro lateral, dentro de una caja o pozo se instala el derramadero que es la arista de la abertura que se hace para dejar salir parte del caudal que se desea.

Curvas y conexiones. En las uniones de dos o más conductos y en cambios horizontales de dirección, se procura que las corrientes se reúnan en forma tangencial o sigan uniformes, evitándose hasta donde sea posible los remolinos y disturbios. Los conductos se disponen entonces en curvas y piezas especiales de conexión, de manera de permitir la mínima alteración al flujo del agua.

Subdrenes. La red de alcantarillado puede recolectar aguas freáticas cuando existen sótanos a nivel inferior que el de la superficie de la calle. Asimismo es indispensable controlar las aguas



freáticas en la construcción de los colectores cuando se excava el terreno abajo del nivel freático. Para todo lo anterior se dispone de conductos con perforaciones que son los subdrenes para permitir el acceso del agua y descargarla a los conductores de la red.

Cunetas, zanjas y canales. El alcantarillado comprende principalmente conductos cerrados, pero no siempre la conducción de aguas se puede hacer con tuberías, por lo que se usan, como métodos rudimentarios, cunetas, zanjas y canales, que después se sustituyen por alcantarillas. En los barrios poco poblados, en las afueras y alrededores del área urbana, suelen disponerse de estos conductos abiertos que son excavaciones para encauzar el agua y lograr su transporte. Un colector emisario puede hacerse en canal a cielo abierto cuando no hay inconvenientes que lo impidan.

Plantas de bombeo. - Son las instalaciones y estructuras que sirven para elevar el agua a niveles convenientes para facilitar su transporte o su utilización en forma económica y conveniente.

Plantas de tratamiento. Son las instalaciones y estructuras que procesan el agua para su depuración a fin de ajustar la calidad de la misma a los requisitos previstos.

Descarga subacuática. Es la conducción de agua tratada para descargarla en una masa de aguas cuando el destino final es la dilución en ésta.

En conclusión, la conducción del agua sobrante requiere dos elementos esenciales: conductos para su transporte y accesos a ellos como cajas, pozos, etc.

Otros términos descriptivos se usan a menudo en relación con los sistemas de alcantarillado. Las alcantarillas pueden denominarse en relación con la forma de la sección, por ejemplo, circular, oval, eléptica, rectangular, etc. Pueden también describirse según el método de construcción como precoladas o prefabricadas, coladas en sitio, de dovelas, revestidas, sin revestimiento, etc. Estos y otros nombres que indican usos ó características propias se usan con frecuencia para completar las clasificaciones básicas de las alcantarillas.

#### 2.4.- TIPOS DE SISTEMAS.

También, a menudo se hace necesario clasificar los sistemas en su integridad, en contraste con la clasificación que toma en cuenta las partes individuales de que consta. Con este criterio se acostumbra distinguir los siguientes tipos:

Sistema separado, también llamado divisor, cuando la recolección conducción y disposición final se hace para una sola clase de aguas sobrantes; así, un sistema puede ser exclusivo para las aguas negras, aun llamado sistema de alcantarillado sanitario y otro sistema nada más para aguas de lluvia, conocido como sistema de alcantarillado pluvial; o sea, hay un doble encauzamiento que conserva las aguas sin mezclar.

Sistema combinado.- Cuando en un mismo sistema se captan y transportan todas las aguas sobrantes, sean negras, pluviales o de corrientes

superficiales se conoce como sistema combinado o unitario.

Ambos sistemas, el separado y el combinado, se complementan, cuando es necesario, por drenaje y sistemas de desagüe. Cabe aquí distinguir que la denominación de drenaje se refiere a la eliminación de agua freática o subterránea y en cambio desagüe es la eliminación de cualquier clase de agua. Un sistema de alcantarillado está formado por atarjeas y colectores; un drenaje por drenes y un desagüe por todo tipo de conductos.

Todos los tipos de sistema se usan en distintas poblaciones. No pueden establecerse lineamientos genéricos en los tipos de sistema para de antemano, preferir en cada caso uno u otro. No puede decirse tampoco que uno sea mejor que otro.

Cuando en las ciudades modernas se impuso bajo fuerza de ley el saneamiento, eliminando las materias fecales por medio del transporte por agua, hubo después de un rechazo inicial gran entusiasmo y preferencia ( 1880 ) por los alcantarillado unitarios. Un conducto amplio, capaz de conducir los grandes volúmenes de aguas pluviales, a la vez que las aguas negras, pareció que presentaba conveniencia y economías definitivas, y bajo esta impresión se construyeron en muchas ciudades grandes túneles subterráneos, entre las que son famosas las cloacas de París.

Actualmente, sin embargo, muchas poblaciones que habían adoptado un sistema de canalización única y que aún se conserva en buenas condiciones, están cambiando éste por sistemas separados. La razón de este cambio obedece a la necesidad de tratamiento de aguas negras para el reuso, y naturalmente es mucho más ventajoso en operación y costo tratar sólo las aguas negras y no el volumen mucho mayor de éstas mezcladas con las de lluvia.

La dilución de las aguas negras en las pluviales es ya una purificación, aunque incompleta, por lo cual muchos higienistas preconizaban el sistema

combinado. Las malas condiciones de corriente en estiaje y la conveniencia de conducir aisladamente las aguas negras, fueron argumentos para que por otro lado hubiera partidarios decididos del sistema divisor, sosteniéndose acaloradas polémicas por aquel entonces, para establecer preminencia de un sistema sobre el otro, que el reuso, la operación del tratamiento y el ahorro en costo han dilucidado.

Al presente, se han reconocido las ventajas de ambos sistemas, sin exclusión de alguno de ellos; las condiciones del lugar y los puntos de vista para un futuro, son los que determinan una buena elección. Ambos pues, pueden ser igualmente buenos en circunstancias diversas y muchas veces la combinación de los dos puede ser mejor aún.

## 2.5. EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS UNITARIO Y DIVISOR.

Para establecer una comparación, recuérdese que el gasto pluvial en relación con el de aguas negras es muy grande, quizá 100 ó 150 veces mayor. Asimismo, se procura que las alcantarillas para aguas negras nunca deban trabajar a presión, pero los conductos de aguas de lluvia en casos de máximos aguaceros, aunque momentáneamente, funcionan como tubos forzados; es decir que las alcantarillas del sistema unitario deben ser muy grandes, con fluctuaciones de gasto entre trabajo a presión y escurrimiento libre de un insignificante caudal de aguas negras.

A continuación se indican algunas ventajas e inconvenientes de ambos sistemas.

1o. - AUTOLIMPIEZA. - Una alcantarilla que sólo conduce aguas negras, se adapta a obtener una velocidad apropiada y por tanto, hay mejor arrastre de materias sólidas y menos oportunidad de azolves; como el sistema excluye las aguas de lluvia, hay menor cantidad de arenas y demás material de origen mineral.

En el sistema unitario, la amplitud de las alcantarillas origina que la corriente en tiempo de secas sea muy lenta, sobretudo si son circulares y se favorezca

por tanto, el depósito de azolves, que va aumentando por la tierra y demás material mineral. Se obvia este inconveniente adaptando una reducción en la plantilla, de manera que la corriente de estiaje se verifique en buenas condiciones.

Como el gasto fluctúa demasiado al subir del nivel máximo normal de aguas negras en tiempo de lluvias, la materia putrecible se adhiere en las paredes y queda ahí después que pasa la avenida, provocando descomposiciones molestas.

2o. - LAVADO. - La autolimpieza que se produce en las alcantarillas no es suficiente. Siempre se verifican estancamientos de materia que deben removerse por medio del lavado. Lavar un conducto de pequeñas dimensiones es más fácil que uno de mayores; se requiere menor volumen de agua y por tanto el lavado resulta de menor costo. Los tanques lavadores son suficientes para lograr a corta erogación una buena limpieza.

En cambio, en el sistema combinado, durante la época de lluvias se economiza el lavado, pues las aguas mismas lo verifican, pero en tiempo de secas es más caro debido a que el volumen de agua que se requiere presenta dificultades en su obtención, además de que las obras de lavado presentan problemas especiales.

3o. - LIMPIEZA MECANICA. - Los medios mecánicos de extracción de los azolves requieren aparatos menos costosos y complicados en tubos pequeños, pero las obstrucciones rebeldes son más difíciles de desalojar. No se pueden limpiar por la mano del hombre. Existe mayor facilidad para que se formen obstrucciones.

Los grandes conductos ofrecen la ventaja de que el hombre puede introducirse en ellos para la remoción de azolves.

4o. - VENTILACION. - En un conducto pequeño se forma mejor corriente, es decir, el tiro de los gases es mejor y, por lo tanto, mejor el arrastre de los gases que producen olores desagradables. Las fluctuaciones de gasto en pequeños conductos permite la renovación del aire.

En cambio, en un conducto amplio, el mayor volumen de aire permite una mayor difusión de los gases nocivos y una parcial purificación del ambiente.

5o. - IMPERMEABILIDAD. - Es más fácil acercarse a ella en conductos pequeños, hechos en la fábrica y colocados en el lugar; también, en este tipo de tubos es más fácil obtener superficies interiores tersas y hacer juntas con mejor impermeabilidad. Los tubos de barro vitrificado son suficientes en las dimensiones comerciales que existen para este sistema. En los grandes conductos es más difícil obtener estas condiciones.

6o. - CONSTRUCCION. - El manejo de piezas chicas permite mayor rapidez y maniobras más sencillas en la construcción de un alcantarillado para aguas negras. En los conductos chicos es indicado usar la sección circular que siempre es más fácil de construir y más económica. Como ventaja, en el sistema unitario se puede obtener un mejor acabado interior.

7o. - INSPECCION. Es más difícil de efectuar en pequeños conductos, pues los tubos amplios se inspeccionan directamente por el trabajador.

8o. - REPARACION. - Cuando se trata de reposición de un tramo de alcantarilla, es más fácil y menos costosa en un sistema de aguas negras. Pero en el sistema unitario es más fácil reparar el interior y atender a composturas pequeñas que es imposible efectuar en conductos estrechos, para los cuales es necesario romper los pavimentos.

9o. - EMISARIO. - La elección del lugar de descarga es un problema difícil. Cuanto más alejado de la población esté el sitio de desfogue, es mejor. El evitar contaminación por el vertido obliga a disponerlo en determinados

lugares. Entre mayor volumen de aguas sucias se tenga que eliminar, más meticulosa debe ser la elección del lugar de vertido.

Si pues la salubridad exige que este sea lejano, en competencia con el tratamiento, un colector de descarga o emisario es más costoso en el sistema combinado. En el separado, el vertido de las aguas blancas, no siendo motivo de insalubridad apreciable, es más fácil fijarlo en las inmediaciones de la ciudad, por lo que el emisario de aguas negras es el único que tiene que alargarse. Pero en caso de un desfogue común y distante, es más económico un emisario combinado que dos conductos.

10o. - FUNCIONAMIENTO. - Es mucho mejor en el sistema combinado, salvo en lo que se refiere a fluctuaciones de corriente. La comodidad de su uso dá gran preponderancia a este sistema, pues no hay lugar a equivocaciones al hacer las conexiones de albañales. Existiendo una sola red de alcantarillado, todo va a él, " tout a l' egout ", tanto aguas negras como pluviales.

En el sistema separado, cuando existen dos redes, el conectar albañales pluviales a la red negra altera su funcionamiento, provocando afloramientos indeseables en ella. Asimismo, la conexión indebida de albañales de agua negra a una cañería pluvial, a más de la contaminación de aguas blancas, puede dar lugar a la intromisión y afloramiento de éstas por los registros de las casas.

Estos inconvenientes se intensifican en los lugares muy poblados, es decir en barrios populosos, donde la ignorancia o mala fé de los habitantes es mayor, por lo tanto se efectúan conexiones indebidas con mayor frecuencia.

Por otra parte una red doble ( cuando el sistema separado consta de dos redes ) es más molesta de atender que una sola canalización.

11o. - APROVECHAMIENTO. - Las aguas de lluvia son motivo de molestias en una ciudad, de amenaza, muchas veces, por las inundaciones que pueden provocar y de peligro a la salubridad; pero siendo aguas relativamente inofensivas, con excepción de las primeras que barren con toda clase de impurezas del suelo, es factible y conveniente, algunas veces su aprovechamiento, por ejemplo para lavado de atarjeas, para irrigación, etc. En este caso es pertinente recoger las aguas por sistemas separados para evitar la contaminación de las de lluvia y poder utilizarlas sin tratamiento.

El aprovechamiento de las aguas negras crudas, es decir, sin sufrir un previo tratamiento o purificación, es menos probable, de manera que su vertido puede disponerse en algún lugar lejano, sin inconveniente de establecer el punto de entrega de las aguas de lluvia en los lugares que convenga.

12o. - TRATAMIENTO. - Si por aprovechamiento para evitar contaminaciones, o por cualquier otro motivo se requiere sujetar las aguas negras a procesos de purificación, el sistema Divisor es el indicado, pues no conviene mezclar las aguas negras, cuyo caudal es muy reducido con las masas comparativamente grandes de líquidos pluviales. Si estas mismas requieren purificación a causa de los detritus que arrastran, su tratamiento no es de la misma categoría que el de los líquidos cloacales y por lo tanto no conviene mezclarlas con éstos.

Por otra parte, las disposiciones especiales de desborde en un sistema combinado, tales como vertedores, interceptores, etc., permiten en forma relativa separar las corrientes de aguas negras de las de lluvia en los mismos conductos.

Si el tratamiento de las aguas se limita tan sólo a una dilución, es decir que propiamente no se disponga una planta purificadora, es mejor diluir, desde luego, las aguas negras en las masas pluviales.



13o. - CONDICIONES ESPECIALES. - Si una población es sensible mente plana y no hay necesidad de tratamiento ni de bombeo, en general es mejor la canalización única, pues el sistema separado exigiría la instalación de dos redes subterráneas. En cambio, en poblaciones de topografía accidentada es mejor la separación de las aguas negras, pues las de lluvia escurren rápidamente por los declives superficiales. El problema de solución difícil se localiza entonces en las partes bajas, si es que las aguas superficiales no tiene salida natural y es precisa su evacuación.

En distritos densamente poblados, como lo son las partes céntricas de una ciudad, es mejor el sistema combinado.

Las poblaciones planas tienen indicado el bombeo para un buen escurrimiento de las aguas y en este caso es mejor una canalización por separado, para tener distintas plantas de bombas.

En las grandes ciudades ofrece mayores ventajas el sistema combinado y en pequeños poblados resulta más conveniente el sistema divisor. Los peligros de polución son mucho mayores en ciudades populosas y éstas están en mejor aptitud de gastar fuertes sumas en resguardarse de contaminaciones; en ellas, por otra parte, el aprovechamiento de las aguas blancas y el de las negras purificadas es más digno de tomarse en cuenta.

Las poblaciones pequeñas tienen, por lo general, un ambiente más propicio de purificación natural y el aprovechamiento ofrece menos aspectos de conveniencia.

14o. - COSTO. - Este factor importantísimo es capital en la elección del sistema y obliga muchas veces a una mala preferencia.

Se ha dicho que el sistema separado consiste fundamentalmente en

una red de alcantarillas especialmente calculadas solo para aguas negras, por lo que los conductos son de pequeña sección, comparados con las que se requieren para aguas de lluvia. Si, por condiciones especiales, en un poblado la evacuación de estas se efectúa superficialmente o requiere ciertas adaptaciones sencillas y poco costosas, puede decirse que el alcantarillado solo consiste de la red de aguas negras. El costo de ésta comparado con la combinada correspondiente es mucho menor, por ejemplo una tercera parte. Es este el punto de vista que decide de la elección de este sistema; la eliminación sencilla y poco costosa de las aguas pluviales. Pero si se requiere una canalización para ellas, el alcantarillado resulta constituido por dos redes: una de pequeños conductos y otra de tuberías de grandes dimensiones, y entonces el costo de ambas es mucho mayor que si se tuviera la red de grandes conductos.

La canalización pluvial no requiere, sin embargo, los mismos requisitos que exige la corriente de aguas negras, y puede suceder que los colectores no se necesiten de la misma longitud que los conductos de aguas negras; asimismo, según las condiciones superficiales puede ser que la red de atarjeas se simplifique mucho, así como también que se puedan aprovechar ciertos desagües inmediatos, etc. etc., dando todo esto por resultado que la red de aguas blancas se reduzca en tal forma que su costo, sumado al de las cañerías de líquidos usados, resulte equiparable al de un sistema combinado. En general éste es más económico que el de doble red de tuberías.

15o.- FINANCIAMIENTO. - Otro factor decisivo en la elección de un sistema es la posibilidad de arbitrarse fondos para su construcción. La falta de dinero, las fuentes para conseguirlo, la riqueza de una población para obtener crédito, etc. etc., facilita o dificulta el establecimiento del sistema más apropiado.

Aquí es donde ofrece ventajas el Sistema Divisor.

La red para aguas negras tiene menor costo; es al mismo tiempo la que se requiere instalar con mayor urgencia y, por tanto, puede construirse a reserva de completarla con el desagüe pluvial. En pequeñas poblaciones en las que el desarrollo de las obras municipales es más lento, y en que no es posible la erogación de fuertes cantidades, resulta más factible establecer desde luego la red de aguas negras y dejar para más tarde el control de las aguas pluviales.

Muchos pequeños poblados viven largo tiempo sin alcantarillados, resolviendo los problemas relativos en forma local e imperfecta y soportando los inconvenientes de esta falta; y cuando empieza a sentirse la necesidad de contar con obras sanitarias, su alto costo obliga a posponerlas, con grave perjuicio de la colectividad; por tanto, conseguir recursos para una obra poco costosa es más fácil y resuelve el problema de alcantarillado en su parte más urgente. Es así como muchas pequeñas ciudades han podido contar con redes de alcantarillas que posteriormente han completado.

La importancia de los centros poblados se traduce en mayor riqueza y resulta que imponer contribuciones o exigir cooperaciones para obras costosas en pequeñas poblaciones es menos redundante en provecho que hacerlo en ciudades populosas.

## 2.6.- SISTEMAS MIXTOS.

Los párrafos anteriores puntualizan los aspectos generales de ventajas e inconvenientes de los dos sistemas, pero en forma relativa. La comparación en muchos de los puntos estudiados se ha hecho entre una red de conductos solo para aguas negras y otro de alcantarillas mucho mayores, y naturalmente resulta más económica la pequeña red; pero en el caso de dos alcantarillados por una parte,

y uno sólo por otra, los aspectos comparativos se complican y las ventajas expuestas se alteran de manera que la aplicación exclusiva de un sistema ofrece cierta rigidez de aplicación.

Ciertas características, sin embargo, son decisivas en determinados casos. El tratamiento de las aguas impone el Sistema Divisor. Muchas veces no es ni siquiera conveniente mezclar las aguas industriales con las domésticas. razón tan determinante es ésta, que, como ya se dijo, muchas poblaciones han estado sustituyendo sus sistemas combinados por los separados.

Por otra parte, la educación de los habitantes para hacer buen uso de las alcantarillas, la sencillez de su empleo único, es un factor importante para preferir un sistema combinado. Elegir éste en una ciudad en desarrollo, ofrece también la ventaja de contar con una obra completa de alcantarillado, dada la natural imposibilidad de los gobiernos de dejar incompletas obras que funcionan ya; o considerar posteriormente como definitivas instalaciones ejecutadas con carácter provisional. Si por ejemplo, se instala la red de aguas negras únicamente, dejando para después la pluvial, se corre el peligro de no construirla y usar la primera para la evacuación total de líquidos, con lo cual se tienen el grave mal de no efectuar ninguna eliminación en forma correcta, sin embargo de lo cual se soportan los inconvenientes respectivos sin ponerles remedio. Desgraciadamente las comunidades sólo reaccionan cuando los peligros son inminentes y cuando dejan una dolorosa experiencia, y así es menor mal dejar una obra completa, aun cuando tenga que modificarse después de algunos años.

Estas y otras muchas más razones especiales en cada caso, indican que no es posible la separación absoluta de los dos sistemas, frecuentemente

la combinación de ellos resuelve el problema, teniéndose así un SISTEMA MIXTO, que utiliza una o dos redes en una parte y combina la construcción de las alcantarillas en tal forma, que se realicen las finalidades perseguidas en el saneamiento de una población o, como ya se dijo, la eliminación rápida y segura de sus desechos líquidos y su depósito final en las mejores condiciones para la vida del hombre.

A continuación se inserta un cuadro comparativo de las ventajas de los Sistemas Combinado y Divisor.

CUADRO COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.  
SISTEMA

ASPECTOS	SEPARADO		COMBINADO	
	Ventajas	Inconvenientes.	Ventajas	Inconvenientes.
AUTO LIMPIEZA	Mejor velocidad-Menos azolves-Pocos detritus minerales-Menos-adherencias.		Adaptación de la Plantilla.	Corriente de estiaje-Adherencias-Fluctuaciones de gasto.
LAVADO.	Mayor facilidad-Menor volúmen de agua-Menor costo.	Todo el año.	Efectuado por las llluvias-Solo unos meses.	Instalaciones costosas:Obtención del agua.
LIMPIEZA MECANICA.	Usualmente más sencilla y menos costosa.	Dificultad en remover ciertas obstrucciones Facilidad de obstruccionarse.	Efectuada por los trabajadores directamente.	
VENTILACION.	Mejor tiro y arrastre de gases-Renovación de aire.		Mejor difusión de los gases.	
IMPERMEABILIDAD.	Más asequible.			
CONSTRUCCION.	Manejo de piezas Chicas-Circulares.		Mejor acabado interior.	
INSPECCION.		Imperfecta	Facilidad de	
REPARACIONES.	Fáciles-Rápi-	Frecuente	Facilidad de	

SISTEMA

ASPECTOS	SEPARADO		COMBINADO.	
	Ventajas	Inconvenientes.	Ventajas	Inconvenientes.
	pidas y baratas en reposiciones.	Ruptura de pavimentos.	Trabajo por el interior y menor posibilidad de ruptura de pavimento.	
EMISARIO.	Menos costoso un colector sanitario- Diversos sitios de vertido.		Para un mismo vertido mejor un solo emisario.	
FUNCIONAMIENTO.		Conexiones indebidas.		Fluctuaciones de corriente.
APROVECHAMIENTOS.	Empleo de aguas de lluvias no contaminadas.			
TRATAMIENTO.	Aislar las aguas negras.		Sistema de desborde.	
CONDICIONES ESPECIALES.	Para topografía accidentada-Si hay bombeo-para pequeños poblados.		Para lugares planos. Centros populosos.	
Costo.	Mejor si hay escurrimiento superficial.	Más elevado cuando son dos redes.	Más económico que dos tuberías.	
FINANCIAMIENTO.	Más factible construir la red de aguas negras.	Peligro de dejar una obra incompleta.	Obra completa.	Su alto costo.

### 3. - FASES DEL SISTEMA.

La concepción, el desarrollo y utilización del sistema envuelve las siguientes fases: ( 1 )

3.1. PRELIMINAR O INVESTIGATIVA. - El objeto de esta fase es establecer ampliamente las bases técnicas y económicas sobre las cuales basar la política más aconsejable de decisión y llegar al proyecto más ventajoso. La gran importancia de esta fase no puede exagerarse, ya que provee las bases sobre las cuales se hacen esencialmente todas las decisiones fundamentales que conciernen a un sistema dado. Esta fase generalmente culmina en un reporte técnico de ingeniería donde claramente se delinear factores tales como:

a) Planteo del problema y revisión de las condiciones prevalecientes.

b) Capacidades y condiciones requeridas para el servicio en cada período de proyecto.

c) Métodos para alcanzar los servicios requeridos; si se dispone de más de un método, la evaluación de cada método alternativo.

d) Disposición general del sistema propuesto con la indicación de las etapas de evolución que cumplan las condiciones finales, cuando el proyecto sea de tal naturaleza que se justifiquen las etapas de evolución.

( 1 ) A.S.C.E., Manual on Eng. Practice No. 37', Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers, N. Y. 1969.



e) Establecimiento de los criterios de ingeniería y dimensionamiento preliminar del proyecto, que permitan preparar los costos de construcción y de operación con suficiente aproximación para que sirvan a la determinación de factibilidad, al plan financiero y a las consideraciones de los métodos alternativos de solución.

f) Los varios métodos de financiamiento y la aplicabilidad al sistema.

Debe tenerse presente que los informes preliminares de ingeniería no constituyen un trabajo de detalle del proyecto o del plan con el cual pueda construirse el sistema, ni es necesario detallarlos para cumplir con el objeto de la fase preliminar o de investigación.

3.2. PROYECTO. - La fase del proyecto llega hasta tener los planos detallados, las cantidades de obra, los métodos y los programas de construcción que sirvan de base para el concurso de postores que coticen la construcción del sistema y para encargar la realización. La fase de proyecto consiste esencialmente en desarrollar el plan preliminar disponible hasta los detalles adecuados para el concurso y la construcción; incluye todo los levantamientos y estudios de ingeniería, exploraciones del subsuelo, proyectos de detalle, planes de contratación y los documentos necesarios para el dueño del sistema, quien recibirá las proposiciones, otorgará contratos y procederá a la construcción.

Los principios de claridad, de formas concisas, ausencia de ambigüedades y la más completa información que norman al proyecto, incluyendo planos, especificaciones, cantidades de trabajo, análisis de precios, preparación

de concurso y bases para otorgar el contrato de construcción, que se exigen para cualquier obra de ingeniería, se aplican igualmente al proyecto del sistema de alcantarillado.

3.2. a) DESARROLLO DE LA FASE PRELIMINAR.- La fase preliminar previamente preparada, según la importancia del sistema de alcantarillado, podrá o no dejar definida la alternativa seleccionada de entre las más viables y la fase del proyecto detallará el estudio de cada estructura de que consta el sistema. Si el sistema es importante por su gran magnitud, se requerirá hacer proyectos de detalle para seleccionar la alternativa y aplicar los estudios de evaluación considerando los costos y objetivos que se alcanzan conforme se citaron antes para llegar a la decisión. Definida la decisión, habrá que completar las estructuras que no se proyectaron por no haber sido determinantes en la decisión.

3.2.b) CAPACIDAD DE LAS ESTRUCTURAS.- Las estructuras de que consta el sistema para cumplir su cometido se analizan, como todas estructuras de que se ocupa la ingeniería, siguiendo la metodología que se inicia planteándose tres problemas. El primero es la capacidad. Así como en una viga lo primero en considerar es la solicitud de cargas, en el sistema de alcantarillado será la cantidad de agua que debe recibir durante su funcionamiento y la calidad de dicha agua: Para esto se recurre a los conocimientos técnicos, los modelos y procedimientos de solución. Este

primer problema lo resuelven la hidrología y la ingeniería sanitaria para obtener el modelo que ligue abastecimiento de agua potable o precipitación de lluvia con el escurrimiento y la calidad en distintos tramos del alcantarillado.

Para el alcantarillado, como para todas las obras hidráulicas, abundan los modelos, pero su aplicación es escasa. Actualmente se proyecta como ejercicios de hidráulica sin considerar las alternativas de los procesos reales.

La aplicación de modelos avanzados es reducida debido a que los problemas que abundan son de ampliación o de mejoramiento o porque un modelo necesita datos especiales y buenos o confiables, o porque las ventajas de aplicación no se han difundido y se requiere técnicos expertos con acceso a las computadoras.

Los cambios requeridos y las altas inversiones en los proyectos impulsan a la investigación de nuevas técnicas, ya con más datos y a uso de computadoras; con análisis más complejos, pero esta complejidad puede optimarse. ( 1 )

Muchas técnicas en uso actual, tal como la que aplica el llamado método empírico o el racional, debe considerarse que para el futuro serán como una reliquia de técnica antigua y fuera de moda. Este modelo tiene una aceptación racional para aquellas ocasiones en que las inversiones son bajas. Se justificaban en épocas cuando únicamente había disponibles datos hidrológicos escasos y las computadoras electrónicas no eran conocidas. Bajo estas condiciones los métodos de

( 1 ) Environmental Problems. - QUURM. - Implicaciones en el proyecto de seis temas de Drenaje Urbano. W. Edgar.

análisis simples para proyectos sencillos eran lo mejor; además era lo único disponible. Sin embargo, la manejabilidad de la computación utilizable fué obtenida de la aplicación insistente de suposiciones simplificadas. Los cambios traídos por el aumento de urbanización, con sus niveles más altos de financiamiento, junto con el aumento de buenos datos del ciclo hidrológico y la ayuda con la disponibilidad del cálculo electrónico, permiten el uso de métodos analíticos mas sofisticados. Sin embargo, se advierte que la factibilidad de uso de técnicas muy sofisticadas no justifican por si mismas su uso en la práctica.

Como una explicación para visualizar la selección de una técnica apropiada de proyecto, uno puede imaginar en una gráfica las técnicas en donde sobre un eje horizontal se representa el aumento de la sofisticación en el cálculo y en el vertical los costos de los métodos y de la obra proyectada. El método empírico y el racional ocupan el inicio del espectro y el aumento de la complejidad del cálculo o de la simulación de los datos hidrológicos y las respuestas del modelo equivalen al desplazamiento en dirección del aumento de sofisticación.

Considerando que los parámetros que reflejan el nivel de inversión, la precisión de los datos y la disponibilidad de la ayuda de la computación, permanecen fijos, habrá en principio algún punto en la escala de sofisticación que representa la técnica óptima. ( Fig. 9 ). El concepto de lo óptimo en este tipo de análisis ha sido presentado en varias publicaciones con la diferencia de que la variable considerada fue la precisión de los datos mas que el grado de sofisticación.

En este contexto, el costo de la precisión de los datos fue

comparado con los beneficios potenciales debidos al aumento de precisión de los datos en el mejoramiento del proyecto. Estos beneficios potenciales representan la combinación de ahorros en los costos directos ( construcción ) y la reducción de los daños futuros probables de eventos que excedan a la capacidad de las obras. Si la precisión de los datos fue inicialmente pobre, se encontró que aumentando la precisión de los datos puede obtenerse a bajo costo grandes beneficios potenciales. Posterior aumento en la precisión conduce a un punto óptimo y más allá de este óptimo los beneficios potenciales de la mejora por aumento en la precisión llegan a ser pequeños, mientras que el costo de aumentar la precisión crece más rápidamente.

Aunque un análisis formal equivalente para un costo análogo de computación no se tiene aun disponible, puede preverse que los efectos similares de beneficio pueden obtenerse mejorando los métodos de cálculo, particularmente si tales mejoras pueden aplicarse paralelamente al aumento de la precisión de los datos o al efecto económico.

3.2. c) MATERIALES PARA LAS ESTRUCTURAS.- El segundo problema que requiere resolverse en las estructuras del sistema se refiere a su proyecto de resistencia estructural una vez que se ha realizado el dimensionamiento hidráulico, eligiendo los materiales y dimensión para la estabilidad y durabilidad, ya que se deben garantizar las condiciones para el servicio del sistema en cuanto a periodo de uso y seguridad local. Con lo anterior resuelto, deberán establecerse los procedimientos de construcción y rendimiento de recursos humanos, maquinaria y materiales, para con ello llevar a cabo los análisis de Precios Unitarios y las especificaciones generales de construcción que se requieren a fin de normar la supervisión durante la ejecución de estos trabajos. Como capítulo importante en las especificaciones,

en la actualidad hay una corriente favorable al establecimiento de especificaciones de producto terminado y comportamiento final para que una empresa lleve a cabo los proyectos y la construcción con miras a que el contratista aplique avances últimos de la tecnología, que sean novedosos y que garanticen la realización del sistema con mejores ventajas que las que se obtienen con los métodos tradicionales, especialmente cuando hay tratamientos que puedan quedar bien garantizados.

3.3. CONSTRUCCION.- Esta fase comprende la realización del proyecto para lo cual se dispone previamente de éste, lo más completo que se haga necesario, incluyendo las investigaciones preliminares, los cálculos, planos y especificaciones y las bases de contratación de la obra. Evidentemente la construcción podrá ser expedita si se cuenta con el proyecto minuciosamente preparado y en la forma más completa.

Conocidas las cantidades de obra por realizar y el programa de ejecución de que consta el proyecto, el contratista deberá estudiar los programas de personal necesario, materiales y maquinaria que se requieran para la ejecución y de preferencia optimar el programa aplicando a cualquiera de los métodos como el de ruta crítica, Pert, etc., a fin de lograr obtener las mejores ventajas de su contrato. Deberá exigir la aprobación de obra ejecutada y la cuantificación de la misma, lo cual está a cargo del Ingeniero, para que de acuerdo con ello se preparen estimaciones y liquidaciones para que el propietario pueda hacer el pago correspondiente, conforme a lo establecido en el contrato de construcción.

3.4. OPERACION.- La operación de una obra de ingeniería es una fase esencial para la realización de la obra y así lo es para el sistema de alcantarillado que presta servicios a la población, para cumplir los objetivos

varios ya citados.

El ingeniero podrá recomendar la organización para llevar a cabo la operación del sistema, en donde se distinguen 2 partes fundamentales: Una Administrativa y otra Técnica. La Administrativa llevará a cabo el control de los usuarios o beneficiarios del sistema, así como las cuotas que éstos deban pagar de acuerdo con las tarifas. La otra parte fundamental se refiere a la vigilancia en la operación, el abastecimiento de equipo y materiales para el mantenimiento, y la supervisión y los reemplazos de maquinaria que se deban efectuar. La tarifa a que se ha hecho referencia es un punto importante que puede haber sido resuelto en el proyecto o puede ser motivo de que el propietario la fije de acuerdo con las condiciones legales que se exijan al funcionamiento del sistema y las razones de equidad entre propietario y beneficiario. Estas tarifas, en ocasiones, van ligadas a las de agua potable.

### 3.5. - INTERRELACION ENTRE LAS FASES DEL SISTEMA.

Puesto que todas las fases del sistema de alcantarillado están interrelacionadas, los siguientes puntos son típicos:

a. - La capacidad, el arreglo y los detalles de la fase del proyecto no pueden ser los mejores a menos que se haya completado apropiadamente la fase de investigación preliminar.

b. - La adecuada técnica de ingeniería preliminar y las estimaciones de costos son esenciales para un sano plan de financiamiento, sin el cual las fases subsecuentes del sistema pueden ofrecer problemas.

c. - El proyecto inadecuado a los planos y especificaciones impropriadamente preparados pueden conducir a confusiones en la construcción, a costos más elevados, a fallas del sistema para cumplir las funciones deseadas

o a fallas hidráulicas o estructurales de las partes que componen el sistema.

d. - La ejecución apropiada de la construcción es vitalmente necesaria para obtener la calidad y características previstas en el proyecto bien preparado. El valor del trabajo competentemente desarrollado en la investigación y en el proyecto puede perderse con un descuido o el manejo incompetente en la fase de construcción.

e. - Todas las obras de ingeniería tienen ciertas condiciones que requieren de operación y mantenimiento y, a menos que se prevean por anticipado la organización y administración para llenar esas necesidades, la utilidad del sistema se verá impedida mientras estas condiciones no se desarrollen correctamente.

### 3.6. PARTES QUE INTERVIENEN EN LA REALIZACION DEL SISTEMA

—Las obras de ingeniería, como el sistema de alcantarillado, son el resultado de los esfuerzos combinados de las varias partes interesadas. El propietario, el proyectista y el contratista, son las partes más importantes y las directamente involucradas.

Algunas partes, como el asesor jurídico del sistema, el agente financiero y varias dependencias de reglamentación, están también ligadas en grados variables. La naturaleza y responsabilidad general de las partes son las siguientes:

3.6. a. - PROPIETARIO. - Las conveniencias del propietario inician el sistema, y éste proporciona los fondos necesarios para ello. El propietario es parte en todos los contratos para su abastecimiento y construcción. El propietario muy a menudo informa, colectivamente a los habitantes de una unidad de gobierno, cuales asuntos pueden ser tratados por los distintos cuerpos administrativos y legislativos. El propietario puede ser un grupo privado o una



unidad gubernamental.

Cuando el propietario es alguna unidad gubernamental los asuntos pueden ser tratados por distintos grupos, dependiendo de la unidad de organización y de las leyes que controlan las operaciones:

a) El ayuntamiento de la ciudad o las corporaciones similares que llevan a cabo al sistema de alcantarillado como una de sus obligaciones en la ciudad.

b) Una comisión especial o una junta encargada por la unidad gubernamental, con áreas de incumbencia limitada de las que usualmente se encarga el ayuntamiento de la ciudad. Tales juntas ó comisiones pueden tener el encargo del sistema de alcantarillado como una de sus responsabilidades entre las obras para la unidad gubernamental, como son agua, energía eléctrica, gas, etc. Los límites jurisdiccionales de la responsabilidad de estas juntas o comisiones coinciden con aquellas de la unidad gubernamental, cuyos amplios cargos están controlados por el ayuntamiento.

c) Un distrito especialmente constituido, cuyos límites geográficos pueden o no coincidir con aquellos de otras unidades gubernamentales, y cuyos asuntos pueden ser administrados por una junta o comisión administrativa distinta o separada. Tales unidades se hacen referir como " distritos " por ejemplo, el Distrito Metropolitano Sanitario Mayor de Chicago (11) A menudo las responsabilidades de tales distritos pueden limitarse a un colector principal o una obra de intercepción, dejando las alcantarillas locales como responsabilidad individual de las unidades de gobierno dentro del area atendida por el distrito.

Los planes de recuperación de fondos de los dos primeros tipos son generalmente formulados y reglamentados conforme a las leyes que rigen

a la unidad gubernamental de la cual ambas corporaciones son una parte. El plan de recuperación de fondos del último tipo es generalmente otorgado y puede ser parte de los de la unidad gubernamental a los cuales <sup>se</sup> ~~se~~ susupedita.

Los propietarios privados se presentan en el desarrollo de nuevas urbanizaciones donde un empresario particular construye las obras de servicios, incluyendo el sistema de alcantarillado, y las dependencias públicas no asumen la recepción hasta la terminación de la nueva area urbanizada; en este caso la transferencia de títulos del alcantarillado y otros servicios a la unidad gubernamental se hace de acuerdo con los reglamentos locales.

3.6.b. - INGENIERO. - El ingeniero es el encargado técnico y tiene la responsabilidad de proporcionar al propietario toda la información básica necesaria para hacer todas las decisiones políticas que se requieran para habilitar el proyecto del sistema; de llevar a cabo los planos de proyecto y de detalle y las especificaciones necesarias para el concurso de las obras y la construcción del sistema; de proporcionar los servicios de supervisión necesarios para el propietario; y de establecer los procedimientos satisfactorios de construcción. Estas responsabilidades son todas de carácter profesional y deben ser desempeñadas de acuerdo con las normas éticas de conducta profesional, por personal de ingeniería calificado.

El ingeniero puede ser una simple persona que se encargue de todos los trabajos en un sistema pequeño, pero a menudo el ingeniero de un sistema requiere los servicios de mucha gente y la organización donde esta gente puede desempeñar sus servicios se denomina el "ingeniero".

La ingeniería para los sistemas de alcantarillado a menudo puede ser desempeñada por una organización oficial que forme parte de la unidad gubernamental o por organizaciones privadas de ingeniería contratadas por el

propietario de la obra específica. También la ingeniería para los sistemas de alcantarillado, en muchos casos, es una unión de ambas organizaciones.

3.6.c. - CONTRATISTA. - El contratista o constructor ejecuta la construcción real del trabajo bajo la supervisión general del ingeniero. El convenio de construcción se hace entre el propietario y el contratista ( no el ingeniero) y generalmente es el resultado de un otorgamiento sobre la base de un concurso abierto y formal, a base de precio alzado o de precios unitarios.

Las labores del contratista, en algunos casos, pueden ser llevadas a cabo con personal del propietario que está especialmente organizado para los propósitos de construcción, pero esta práctica, para obras de cierta magnitud, no se encuentra extendida. También puede resultar que el pago por operarios, maquinaria y materiales lo haga el propietario y el contratista esté a base de comisión.

3.6.c. - OTRAS PARTES. - Hay otras partes que pueden intervenir en la ejecución del sistema de alcantarillado, como las siguientes:

a) Aboqado o asesor jurídico. - Todas las obras públicas están sujetas a leyes locales y estatales, y se requiere de asesoramiento legal competente para dirimir los conflictos con estas leyes y evitar los retrocesos por defectos legales del proyecto.

b) Agente financiero. - Los servicios de asesoramiento con respecto al financiamiento del sistema son a menudo necesarios y pueden ser proporcionados por un servicio particular especializado. Tales servicios son ocasionalmente proporcionados como parte del convenio de financiamiento con una dependencia financiera.

c) Dependencias de reglamentación .- La más frecuente dependencia de reglamentación que se encuentra son los Servicios Coordinados de Salubridad en el Estado que generalmente adopta normas mínimas de vigilancia o de servicios, pertenecientes a las características de diseño, y quizá aprueba los proyectos propuestos, planos y especificaciones para los sistemas usualmente requeridos. Otras dependencias de reglamentos que tienen jurisdicción pueden ser varias cuando se trata de obras de servicios múltiples y sus reglamentos deben respetarse, éstas en Estados Unidos incluyen dependencias como:

( 1 ) El cuerpo de Ingenieros del Ejército o las dependencias del estado que tienen funciones de control de aguas para la navegación.

( 2 ) Comisiones de planeación locales, regionales o del estado.

En México interviene la Secretaría de Asentamientos Humanos y de Obras Públicas, la de la Reforma Agraria, etc., según la intervención en el uso del suelo para llevar a cabo un centro habitacional.

### 3.7. PAPEL QUE DESEMPEÑAN LAS PARTES EN CADA FASE.-

El papel del propietario, del ingeniero y del contratista entre una y otra de las diferentes fases del sistema se exponen a continuación. Las otras partes previamente mencionadas deben intervenir en la ocasión apropiada para su contribución especial.

3.7.a.- FASE PRELIMINAR.- El propietario y el ingeniero son las partes principales que intervienen en la fase preliminar del sistema aunque el ingeniero pueda recurrir a las empresas de la industria de la construcción para asesoramiento especial, consultas sobre métodos de construcción o condiciones peculiares de una obra dada que afecten el costo o el proyecto y sobre lo cual el contratista local tiene algún conocimiento. Debe ser obvio que todas

las decisiones de la política que se refieran a los procedimientos para la obra, el arreglo del financiamiento, etc., descansan en manos del propietario solamente, aunque éste puede recurrir al ingeniero, al consejero legal o al financiero para asesoramiento y guía al hacer sus decisiones.

3.7.b. - PROYECTO. - La fase de proyecto, hasta la ocasión de solicitar y recibir proposiciones de concursantes para la construcción, tiene la intervención del propietario y del ingeniero. El proyecto preparado por el ingeniero está sujeto regularmente a la aprobación del propietario. El ingeniero puede reconocer preferencias del propietario cuando estas son apropiadas a la buena práctica de la ingeniería. El ingeniero debe aceptar los requisitos legales y los procedimientos que rigen al proyecto, y su trabajo debe obedecer los requisitos que lo rigen.

3.7.c. - CONSTRUCCION. - La fase de la construcción agrupa al ingeniero y al contratista en una interrelación. Los contratos para la ingeniería están entre el propietario y el ingeniero, mientras que los contratos de la construcción están entre el propietario y el contratista.

El ingeniero se reconoce como agente del propietario, pero debe establecerse bien la responsabilidad del ingeniero hacia el contratista. El ingeniero debe proporcionar el trazo de la obra y la distribución, aprobación de los materiales, inspección del trabajo, trámite de pago de las estimaciones, etc., todo lo cual es de interés vital para el contratista. El Ingeniero debe ejercer rígidamente una imparcialidad entre el contratista y el propietario y debe proteger el interés del contratista cuando surjan circunstancias tales en que, según su opinión, la decisión requerida sea favorable al contratista mas bien que al propietario. La posición casi jurídica del ingeniero en las relaciones entre el dueño y el contratista lo coloca en una situación de gran

responsabilidad para mantener las altas normas éticas.

El trabajo minucioso y competente en las fases de lo preliminar y proyecto evidentemente minimará los problemas que sin duda son encontrados en la fase de la construcción.

3.7.d. - OPERACION. - El ingeniero tiene la responsabilidad de proporcionar la información completa en lo que se refiere al funcionamiento de todas las partes del sistema. El personal del propietario debe asumir la responsabilidad de la operación cuando el sistema o cualquiera de las partes estén terminadas y aceptadas por el propietario. Aunque el ingeniero, y en alguna extensión el contratista, deben aconsejar y ayudar en las primeras etapas de operación, al menos hasta que desaparezcan los defectos que puedan aparecer, el propietario debe proporcionar personal competente para operar y mantener el sistema terminado. El ingeniero, en algunos casos, por acuerdo especial del propietario, proporciona servicios de asesoría en lo referente a los procedimientos de operación y mantenimiento, durante un período posterior al inicio de la operación.

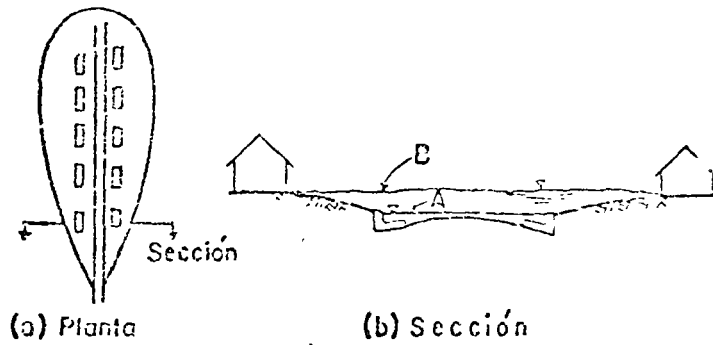


FIG. 1.-DESAGUE URBANO SIMPLE, PLANTA Y CORTE TRANSVERSAL.

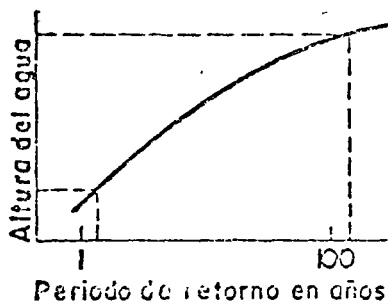


FIG. 2.-CURVA DE ALTURA - FRECUENCIA

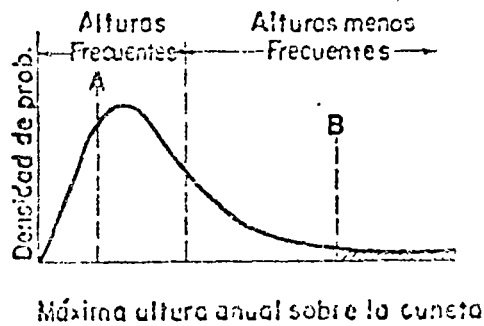


FIG. 3.-FUNCION FRECUENCIA-ALTURAS MAXIMAS ANUALES.

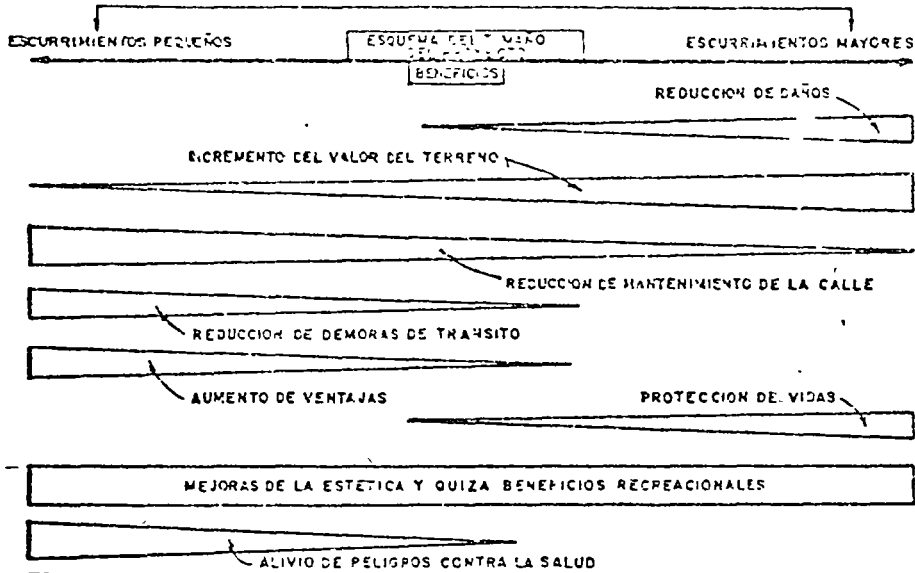


FIG.4.- Esquema de beneficios con los proyectos de drenaje urbano y control de Inundaciones.

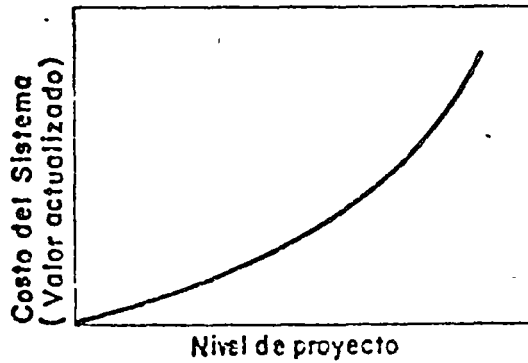


FIG. 5.- Función de costo para sistemas menores UDFC en una cuenca hidrológica.

11-2/3



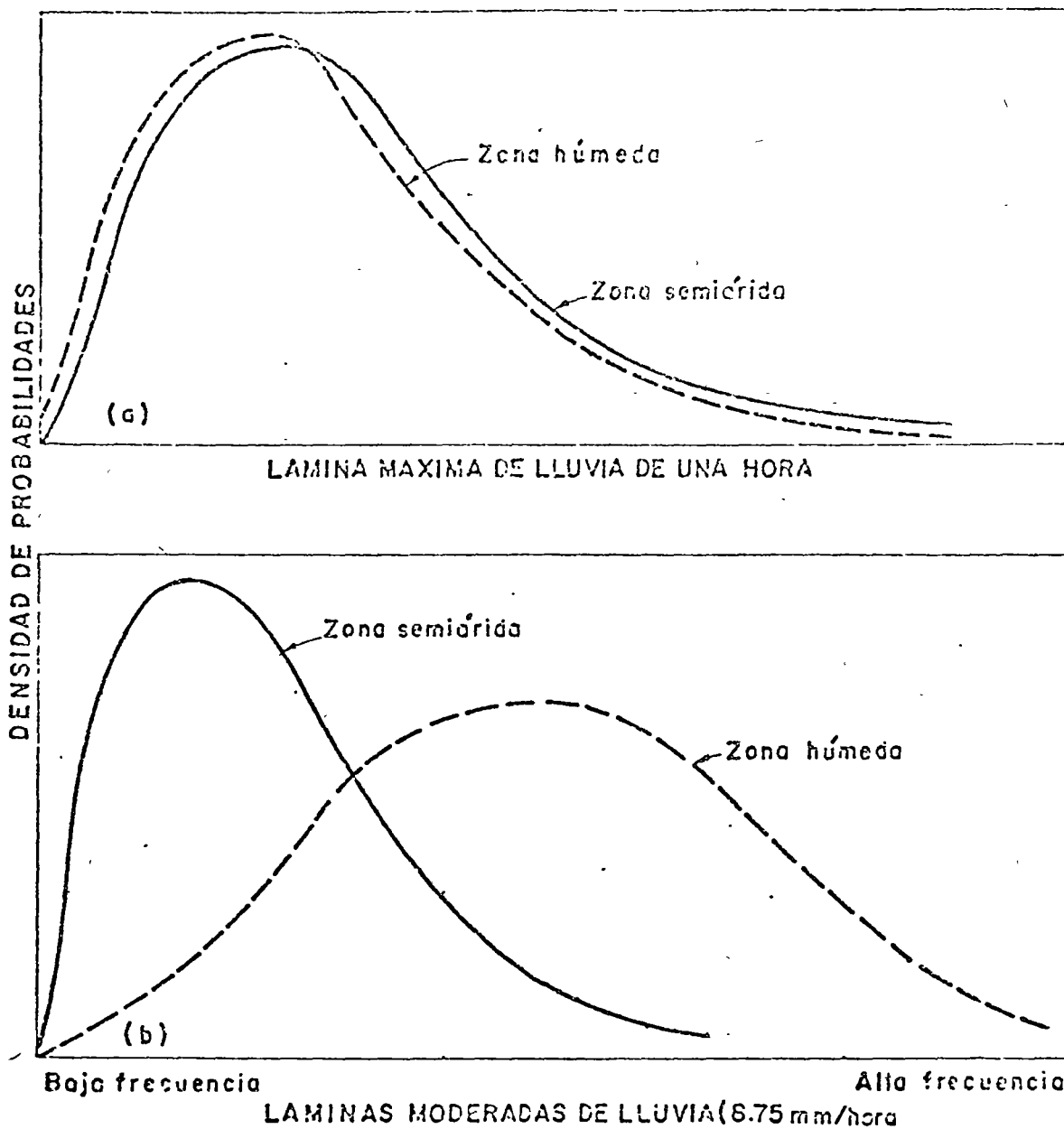


FIG. 6.-  
RELACIONES DE FRECUENCIA HIPOTÉTICA PARA  
PRECIPITACIONES EN ZONAS HUMEDAS Y SEMI-  
ARIDAS: (a) MAXIMO ANUAL DE PRECIPITACION;  
(b) FRECUENCIA DE TORMENTAS MODERADAS.

110

# SISTEMA DE ALCANTARILLADO. DIAGRAMA GENERAL.

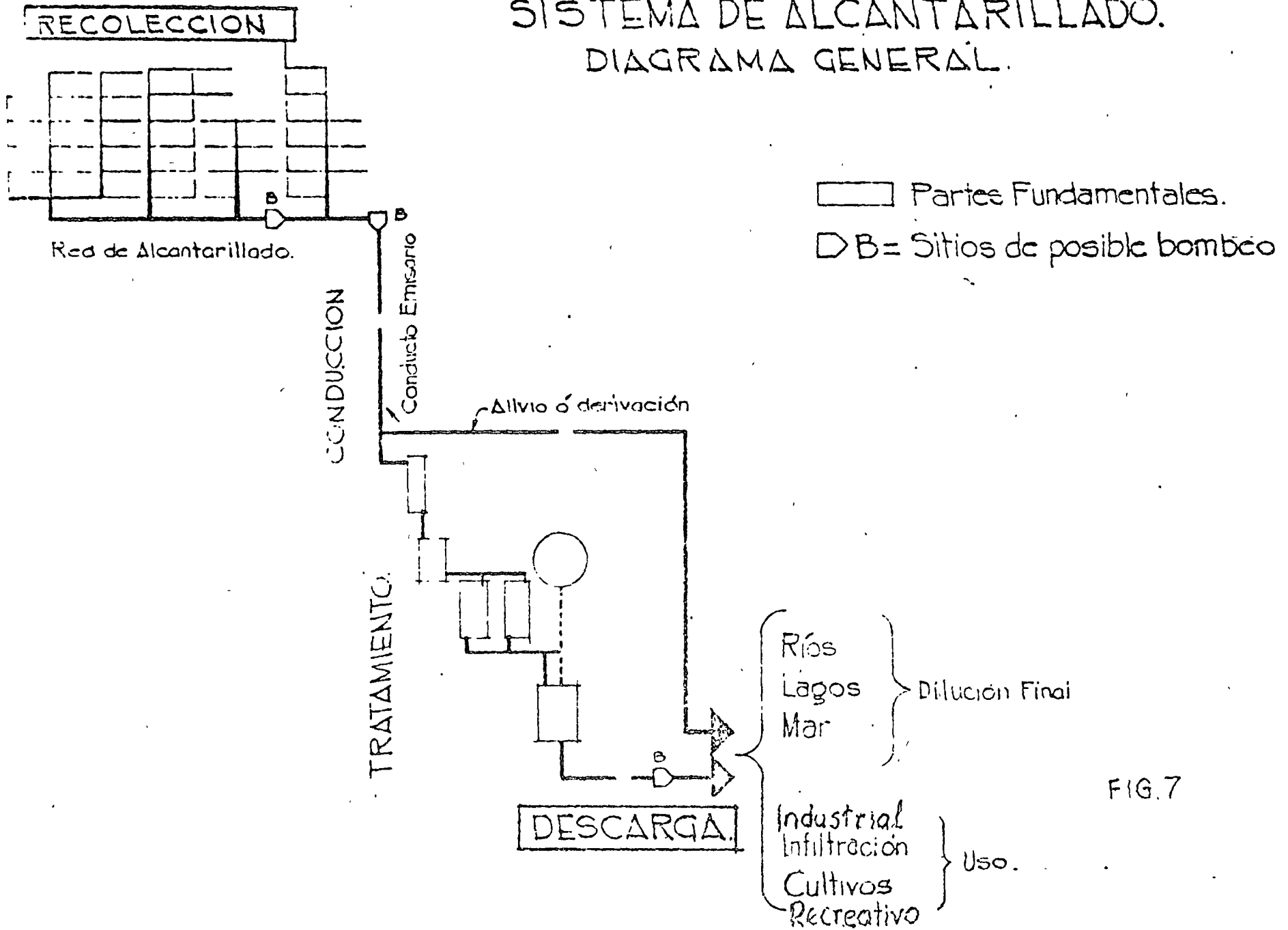
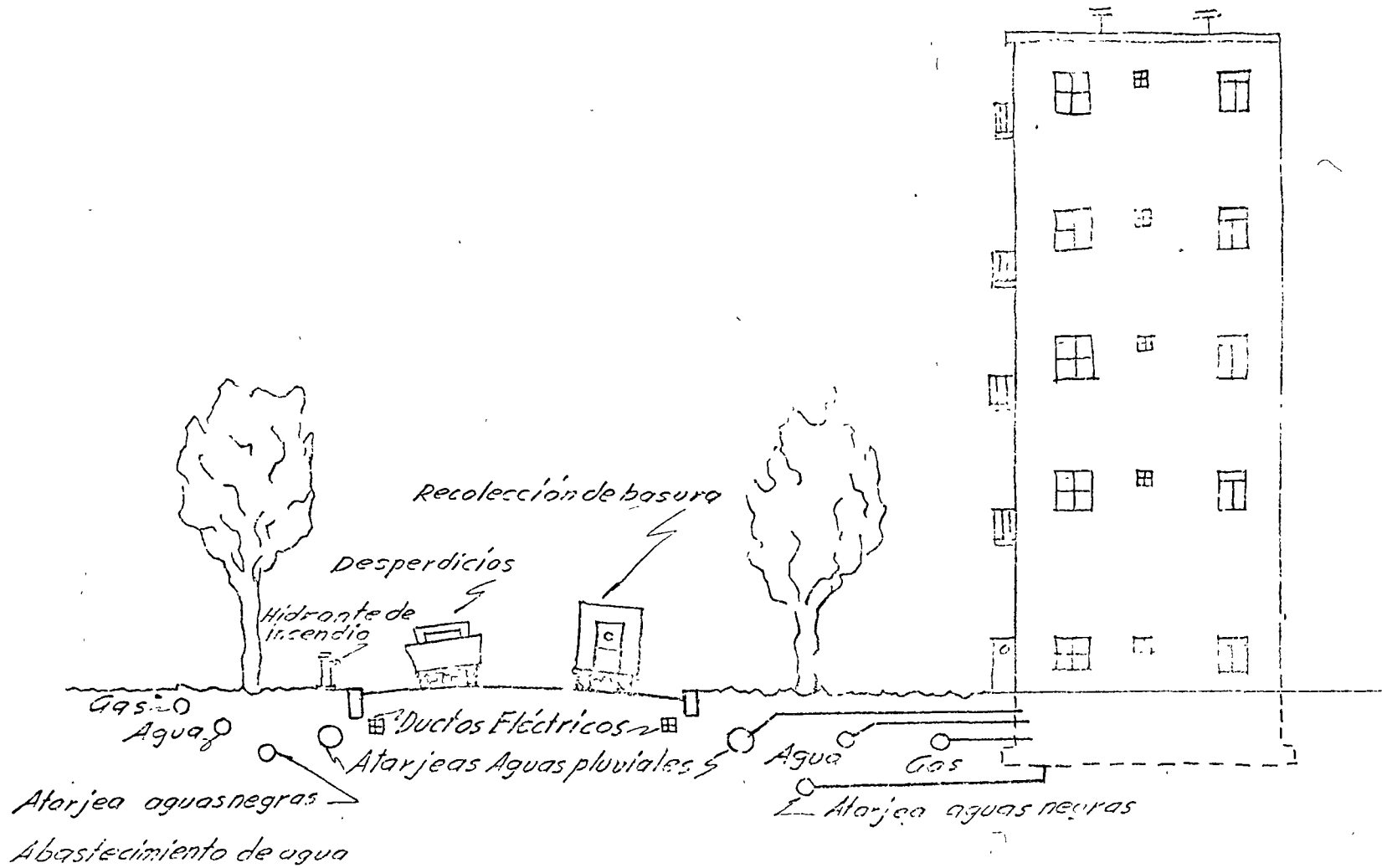


FIG.7

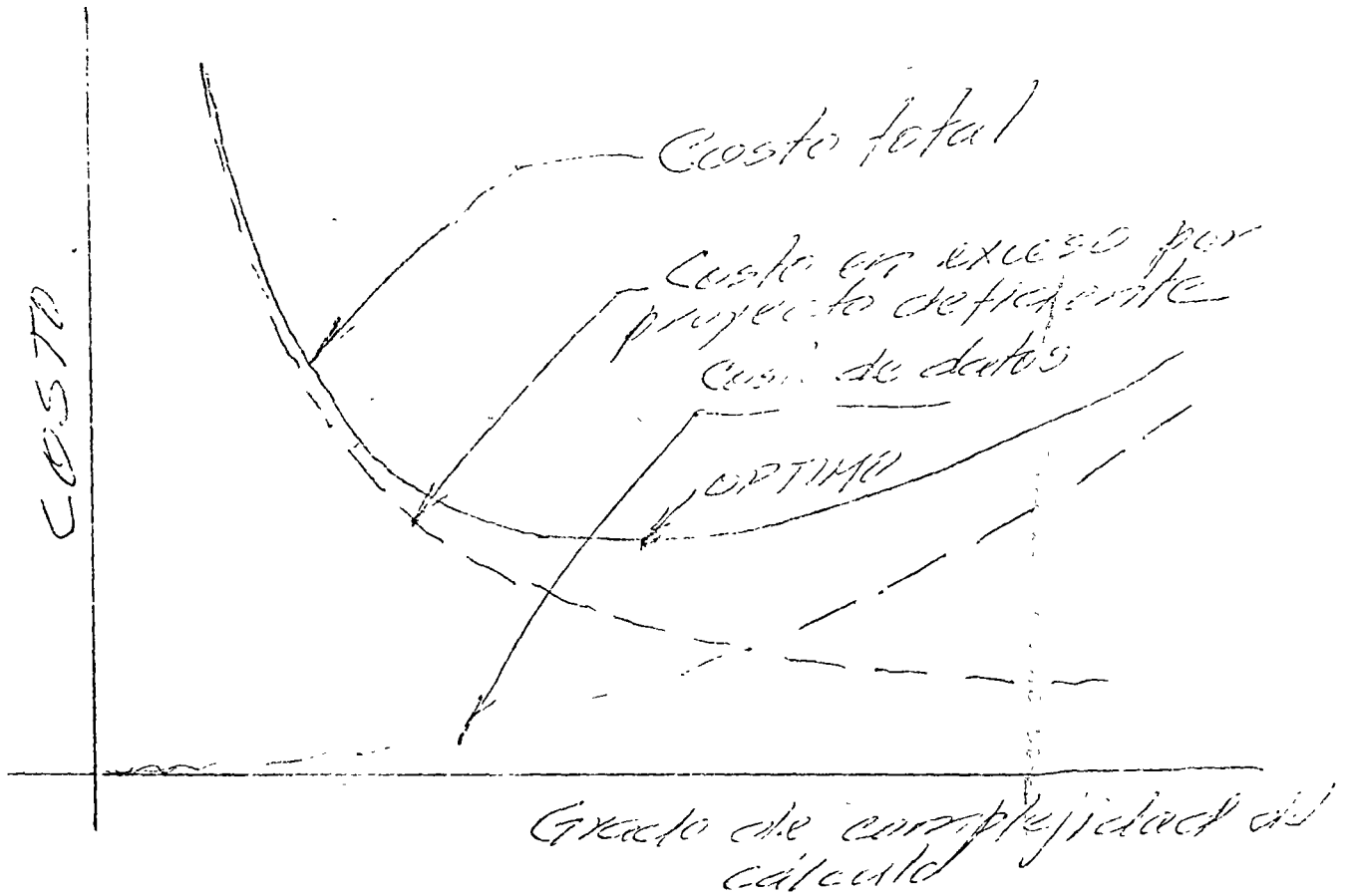
53-



-75-

FIG 8

Localización de instalaciones subterráneas



Modelo Conceptual de  
Optimización Económica.

FIG. 9





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

ANTECEDENTES HISTORICOS Y AVANCES DEL SISTEMA

M en I. ARNULFO PAZ SANCHEZ

julio de 1977

C U R S O:       SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.

T E M A:       II.

ANTECEDENTES HISTORICOS Y AVANCES DEL SISTEMA

En I. ARNULFO PAZ SANCHEZ.

1.- HISTORIA.

El registro arqueológico más antiguo de un sistema de alcantarillado se remonta a 5,000 años. En las ruinas de Nippor, Sumeria, hay un drenaje formado por arcos. El sistema es bastante extenso y recolectaba los residuos líquidos de los palacios y zonas residenciales de la Ciudad. Posteriormente Merckel reporta el de Babilonia, en donde se alejaban por tuberías las aguas usadas arrastrando la materia fecal. Las exploraciones de Layard han revelado cloacas de grandes dimensiones construidas con bóvedas, en Nínive y Babilonia que datan del siglo VII A.C.

En Jerusalem se conducían las aguas residuales del templo y de la ciudad hacia dos estanques en los que el agua pasaba por un proceso de depuración, siendo utilizado el efluente para riego, y los lodos sedimentados para abono en los jardines del valle de Cedrón.

Shick y Warren han desenterrado considerable información acerca de las alcantarillas de Jerusalem.

En la isla de Creta, 2,000 años antes de Cristo, buscándose la tumba del Rey Minos, se hallaron construcciones dotadas de verdaderas instalaciones domiciliarias de desagüe.

En las poblaciones griegas hay algunas obras de esta naturaleza, construidas durante el esplendor de los griegos, sin embargo, en Atenas estaba ampliamente difundido el uso de letrinas.

El agua de lavado de ellas se utilizó para irrigación. En tiempos de Tarquino, 588 años antes de Cristo, se construyó la célebre "Cloaca Máxima", gran colector destinado a sanear el foro romano, subsistiendo hoy en día después de 2500 años.

Agripa hizo una verdadera red de cloacas secundarias llamadas "Cloaculas". Sin embargo todos estos conductos o canales no se emplea para descargar los albañales de las casas, ya que las exigencias sanitarias no existían en aquella época. Es muy probable que los desechos humanos se depositaran en canales superficiales en las calles, de donde posteriormente eran llevados o lavados a las cloacas, siendo su función primaria la de alejar las aguas pluviales.

Hubo ocasiones específicas en que se hicieron conexiones directas a las casas o palacios, pero esas fueron excepciones, pues la mayoría de las casas carecían de ellas.

La necesidad de mantener limpia la ciudad y alejar los residuos fue bien establecido por el comisionado Julius Frontinus (93 A.C.), como se desprende de sus ordenanzas para el uso del sistema de alcantarillado, "Nadie puede desaguar excesos de agua sin haber recibido mi permiso o el de mis representantes, porque es necesario que el agua sea utilizada no sólo para abasto y limpieza de nuestra ciudad, sino también para arrastre de desechos por las alcantarillas.

Es asombroso notar que desde los días de Frontinus hasta la mitad del siglo XIX no hubo ningún progreso en la ciencia del diseño y construcción de los alcantarillados.

En 1815 se permite la descarga de materias fecales, por primera vez, en las alcantarillas de Londres.

En 1833 se permite la descarga de los residuos de letrinas a las alcantarillas de Boston.

En 1842 en Inglaterra, Chadwich propone el empleo de tuberías para alcantarillas y el de sistemas separados.

En ese mismo año, después de que un incendio destruyó la sección "antigua" de la ciudad de Hamburgo, Alemania, se decidió reconstruirla de acuerdo a los modelos impuestos por las ideas modernas. El trabajo fue confiado a un Ingeniero inglés, W. Lindley, quien diseñó un sistema de recolección de agua que incluyó muchas de las ideas que se usan en el diseño de obras actualmente. Desafortunadamente las innovaciones de Lindley y su influencia en Salud Pública no fueron reconocidas debidamente en su tiempo.

En 1847, se hace obligatoria la descarga de materia fecales en las alcantarillas de Londres y se construyen sistemas separados por John Philips.

En 1848, el Parlamento Inglés creó la "Comisión Metropolitana de Alcantarillado.

Aparece el cólera en Londres durante el verano de 1848 y al final de 1849 se habían producido 14,600 desesos.

Vuelve a presentarse una nueva epidemia en 1854, con una mortalidad de 10,675 personas gran parte de los afectados vivían cerca del pozo de la calle Broad y el estudio epidemiológico, debido a John Snow, permitió por primera vez demostrar la transmisión de enfermedades por el agua y su interrelación con la contaminación por heces fecales.

Ello condujo a la comisión a apresurar el diseño y construcción de un sistema adecuado de alcantarillado que se inició en 1855.

El sistema actual de alcantarillado de París se construyó también como resultado de una epidemia de cólera en 1832. Sus antecedentes fueron conductos abiertos para desalojar agua pluvial; uno de ellos, el Menilmentant, se construyó en 1412 y se cubrió en 1750.



Las alcantarillas de París se construyeron en grandes dimensiones todas, se les daba una altura mínima de 1.65 m. y un ancho no menor de 0.70 m. para que la limpieza fuera cómoda para el trabajador. Además, consideraban que todos los desechos, incluyendo báculos, deberían ir a dar a las cloacas para su transporte. A menudo se ensanchaba la parte superior de las alcantarillas para poder alojar las tuberías de agua, con objeto de poder inspeccionarlas más fácilmente y controlar las fugas, ya que el subsuelo de París está formado por terreno muy fracturado.

Por los años de 1820, en Europa se discutió mucho el método de eliminar las materias fecales, si serían transportadas en seco o con la ayuda del agua, triunfando finalmente el método de transporte con el agua.

Todavía existen algunas poblaciones europeas en que la eliminación de las materias fecales se hace transportándolas en vehículos.

Los trabajos de alcantarillado en Estados Unidos, se realizaron paralelamente a los europeos; sin embargo hay marcadas diferencias en cuanto a regímenes de lluvia, concentración de población y volumen de las corrientes receptoras, lo cual condujo inicialmente a varios fracasos en el diseño de alcantarillados pluviales en Estados Unidos, con la utilización de los parámetros europeos.

En 1857, Julius W. Adams construye el sistema de alcantarillado de Brooklyn New York.

En 1858 diseño del alcantarillado de Chicago.

En 1874, se presentó el estudio y el proyecto total para Providence R.I. por Shedd.

En 1876, se autoriza un sistema de interceptores para Boston que fue el primer alcantarillado de grandes dimensiones en Estados Unidos.

En 1880, Waring construye el alcantarillado de Memphis, a raíz de dos epidemias de fiebre amarilla que mataron a 2000 personas en 1873, y 5150 en 1878. Fue evidente la falta de conocimientos de la transmisión de la enfermedad.

Probablemente el acontecimiento más importante en ese tiempo, ha sido el envío de Rudolph Hering a Europa para una investigación exhaustiva de los sistemas de alcantarillado. El reporte de Hering, dado a conocer en 1881, incluye casi íntegramente la práctica actual de diseño y construcción de alcantarillados.

El mismo Hering diseñó el alcantarillado Baltimore que se terminó en 1915.

Para los países sudamericanos hay poca información y sólo se sabe que en 1856 se construye en Montevideo el primer alcantarillado sanitario.

A continuación se presenta un panorama general, en forma cronológica también, del desarrollo o evolución que han tenido los sistemas de alcantarillado en la ciudad de México. 1300-1774 había simples canales abiertos, que hacían la función de colectores, y arroyos en las calles donde no existía ningún canal.

1783. El ~~Marqués~~ ~~Don~~ ~~Matías~~ de Gálvez ordena la construcción de una atarjea en la calle de Palma.

1789-1794, el segundo de Revillagigedo manda construir más de 13 Km. de atarjeas.

1879. El Ingeniero M. M. Contreras, de la Comisión de Obras Públicas corrige grandes defectos existentes. Mejora los canales interior y exteriormente, se gasta la suma de \$ 17,291.00.

México 1885. El Ingeniero Gayol estudia la forma de mejorar el desagüe del interior de la ciudad y las condiciones sanitarias de las casas. Este sirve de base para el proyecto y construcción de las obras de 1897 a 1902.

México 1888. Nombran al Ingeniero Gayol jefe de la comisión de Ingenieros encargado de resolver el problema de desagüe de la Ciudad de México. Fuertes lluvias inundan varios meses la Ciudad, hecho que origina la salación de la estación de bombeo en San Lázaro que permitió que el nivel del agua descendiera a una cota tal que permitiera la construcción de atarjeas definitivas, sin esperar a que estas se terminaran.

México 1896. Se nombra "Junta Directiva de Saneamiento" y como director el Ingeniero Gayol.

México 1897. En Marzo se construye el primer Colector. Se profundizó el Canal de la Merced.

México 1901. Se expide el primer código sanitario.

México 1901-1904. El Consejo de Salubridad convence a la población sobre cambios sanitarios en las casas.

México 1925. Terminación del alcantarillado en el sistema de drenaje y saneamiento de la ciudad de México. Según Proyecto del Ing. Roberto

México 1952. Construcción de Plantas de Bombeo en el Gran Canal y en diversos puntos de la Ciudad para el drenaje.

México 1953. Planta de Bombeo en la Merced, para el drenaje de dicha zona.

México 1954. Se inicia la construcción de más de 150 Km. de Colectores de 1.22 a 3.50 m. de diámetro y se termina en 1962.

México 1959. se inicia en septiembre la construcción del interceptor Poniente.

México 1960. El 4 de julio termina el interceptor del Poniente que se inició 10 meses antes. Conducto de 4.00 m. de diámetro, de 17 Km. de longitud y de estos 17 Km. 15 Km. son túnel.

México 1960. Se termina el colector 15 que drena una zona de 4500 Ha. mayor a cualquier otro colector de la ciudad.

México 1963. Se construye la segunda etapa interceptor del poniente por la S.R.H. y el D.D.F. de 30 Km. de desarrollo.

México 1965. Nuevos sistemas de alcantarillado en Xochimilco.

CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.

TEMA: I

HISTORIA Y GENERALIDADES.

Por M en I. ARNULFO PAZ SANCHEZ.

Progreso en el desarrollo de los alcantarillados.

Algunos datos de los Sistemas de Alcantarillado en México.

- a).- La mayor parte de la población rural carece del servicio.
- b).- En las poblaciones mayores se ha desatendido la eliminación racional de las aguas de lluvia de (León, Irapuato, Mérida, etc.).
- c).- En algunas poblaciones de gran magnitud como Monterrey y Guadalupe, recientemente, se terminó el alcantarillado pluvial.
- d).- Debido al fuerte crecimiento de algunas poblaciones, muchas zonas carecen del servicio, o bien los sistemas actuales son insuficientes.
- e).- Aunque existe una reglamentación para las descargas de residuos líquidos, desde 1973, su aplicación y resultados son cuestionables.

Por ser un caso especial mencionaremos los datos más importantes del alcantarillado de la Ciudad de México.

1608.- Terminación del túnel de Nochistongo, construido por Enrique Martínez para desalojar aguas pluviales. Por falta de revestimiento se derrumbó en algunos sitios.

1626.- a 1631.- Inundación de la Ciudad de México.- Perekieron cerca de 30,000 personas.

1789.- Terminación del tajo de Nochistongo, después de 153 años.

1856.- Se aprueba el proyecto del Ing. Francisco de Garay para la construcción del gran canal de desagüe y del túnel viejo de Tequixquiac

1900.- Se terminan las obras, con las modificaciones hechas por el Ing. Luis Espinosa en 1879.

1940.- Se principia el túnel nuevo de Tequixquiac, que se terminó en 1946.

Desde 1930 hasta 1951, el alcantarillado de la ciudad se fue haciendo inadecuado, tanto por insuficiente, como por el hundimiento de la ciudad. Se mencionan las inundaciones del centro y de muchas colonias en 1950 y 1951.

1952-1958.- Se da principio a obras para evitar las inundaciones. Se construyen nuevos colectores y plantas de bombeo principalmente.

1959-1963.- Se construye uno de los tres grandes interceptores (El del Poniente) el nuevo plan maestro de alcantarillado, así como la planta de bombeo de Aculco, entre otras obras.

## 6.

1964.- Se terminó el Emisor del Poniente. (Vaco del Cristo a Laguna de Zumpango)

1967.- 1967-1975.- Se construyó el interceptor e emisor central y una parte del interceptor del Oriente. Importante obra de la Ingeniería Mexicana (65 Km. de túneles).

## 2.- CONSIDERACIONES SOBRE EL MEDIO AMBIENTE.

Hace 2,000 años aproximadamente, el hombre hizo un descubrimiento eventual que transformaría radicalmente su sistema de vida, el saber que el alimento podría producirse ya fuera cultivando plantas o criando animales.

Con un control asegurado del sustento se originaron las grandes civilizaciones antiguas, desarrolladas lentamente por el hecho de que todo el trabajo se hacía con fuerza muscular.

En el primer o segundo siglo A.C. el hombre hizo otro descubrimiento revolucionario encontrando que la fuerza muscular podía reemplazarse por fuerzas naturales. La primera en utilizarse fue la energía hidráulica.

Alrededor del siglo X de la era cristiana, se utilizaba la energía hidráulica para operar máquinas que forjaban metales, y cortar madera y para prensas hidráulicas. A medida que se incrementó el suministro de energía utilizable se aumentó el desarrollo sobre la base industrial.

Al final del siglo XVII, el hombre había inventado un gran número de máquinas hidráulicas, que podría llevar a cabo procesos tan delicados como la hilandería y el tejido.

Al mismo tiempo empezó a utilizar el carbón para producir vapor y forjar o para operar pistones de otro tipo de máquinas.

En el siglo XIX, el petróleo y el gas natural se sumaron a la lista de energéticos produciéndose las máquinas de combustión interna. Al final, el hombre había desarrollado la energía eléctrica aprovechando la energía hidráulica, aprendió a transmitirla a grandes distancias y convertir energía mecánica.

Finalmente, en este siglo, el hombre encontró una nueva y tremenda fuente de energía, la nuclear.

El progreso bajo la influencia de la industrialización ha producido una demanda de materiales y servicios que continúa creciendo.

En este procedimiento, de acelerado crecimiento, la naturaleza no ha recibido su retribución; ha sido tremendamente dotada, pero mientras ha proporcionado lo que el hombre le ha pedido, hay poco interés en saber que podrá pasar en el futuro. Sin embargo hemos llegado al punto en que la contaminación ambiental puede reducir el rendimiento de la naturaleza y acarrear un sinnúmero de problemas.

Hay síntomas de inminentes carencias en muchas áreas de nuestros recursos naturales; como consecuencia de la explosión demográfica y el efecto resultante de un incremento de necesidades.

La ingeniería ambiental ha sido directamente involucrada con la reducción de la tasa de mortalidad, especialmente en los países en desarrollo. Esto incluye un abastecimiento de agua seguro y algunos medios sanitarios para la disposición de desechos. Los objetivos de estos programas se han cumplido en períodos cortos, originando tasas de crecimiento elevado sin el correspondiente ajuste socioeconómico.

La contaminación ambiental está relacionada con el número de personas y el control natal no es la única solución. La concentración de población es un factor primordial, pero más importante, el grado de contaminación depende del estándar de vida y el estado de desarrollo tecnológico.

Para mantener este estándar estamos organizados para obtener los recursos naturales en donde se encuentren, processarlos, cambiarlos y destruirlos como bienes de consumo.

Al realizar esto, los contaminantes son introducidos prácticamente por todas las actividades humanas,

Tienden a afectar la economía y la calidad de nuestra vida.

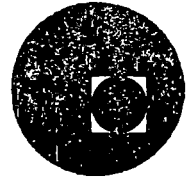
Muchos contaminantes pueden transportarse a grandes distancias por el aire, agua o en artículos comerciales, afectando la salud, longevidad, actividades recreativas, limpieza etc.

Cuando las futuras generaciones escriban de nuestra era notarán que mucha de nuestra capacidad técnica se dedicó a producir comodidades inevitablemente destinadas a contaminar el ambiente. El ejemplo más importante es el automóvil.

Las necesidades de la sociedad moderna pueden armonizarse con el balance natural de manera que los intereses de la ecología y la tecnología no entren en conflicto.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



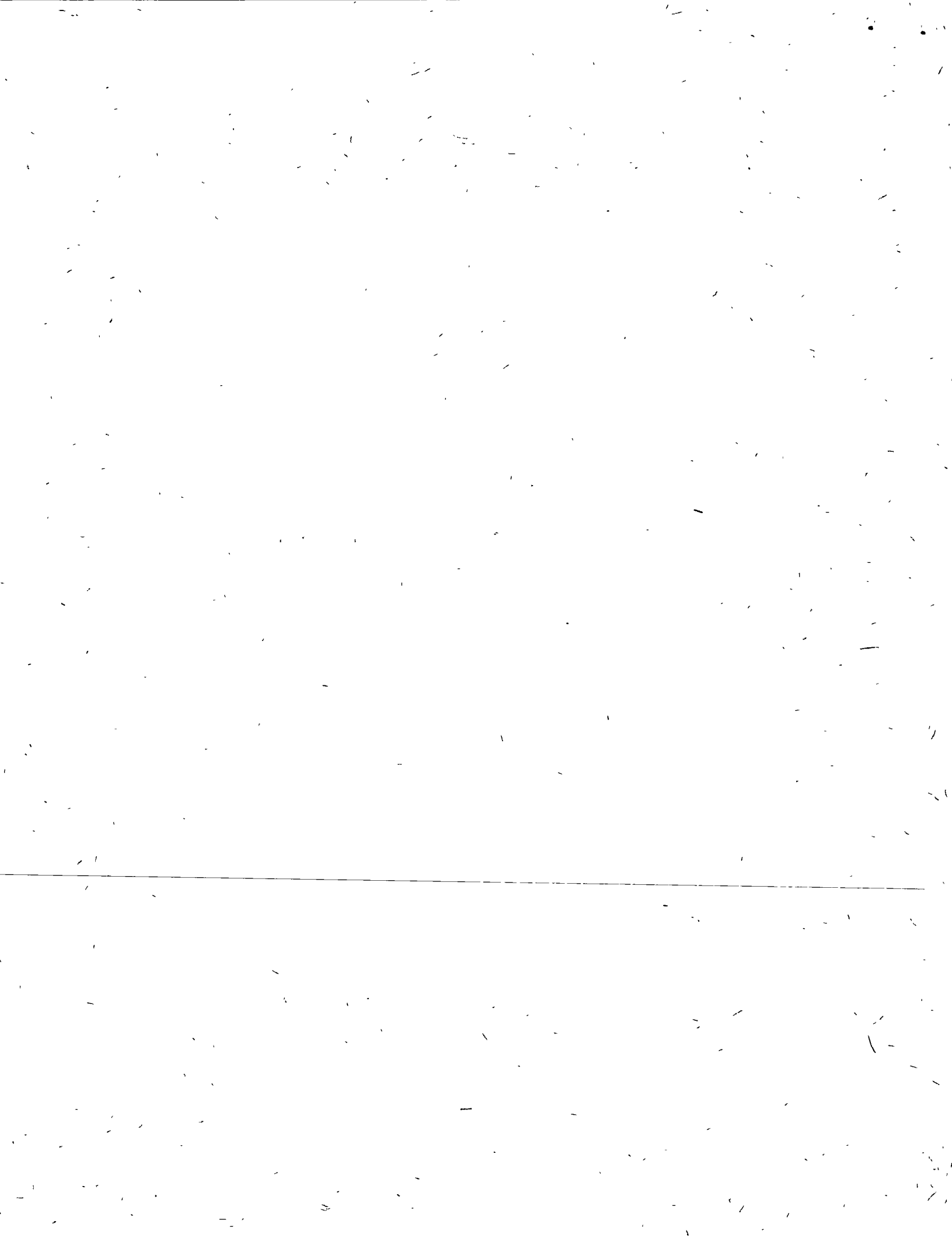
CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

ESTRUCTURAS ACCESORIAS Y ESPECIALES

ESTACIONES DE BOMBEO PARA AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES

M. en I. ARNULFO PAZ SANCHEZ

Julio de 1977





## TEMA 6.1 ESTACIONES DE BOMBEO PARA AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES.

Normas de diseño para proyecto de cárcamos de bombeo y casas de bombas. Selección de equipos. Protección de las instalaciones. Dispositivos de seguridad.

### 101.- Generalidades.

En el diseño de alcantarillados puede ser necesario bombear aguas negras, aguas pluviales o la mezcla de ellas, en zonas donde se recolecten en cotas tales que la descarga resulte imposible o antieconómica por gravedad, para alimentar las plantas de tratamiento, para elevar aguas negras o pluviales de sitios muy bajos y conectarlos a algún colector o para verter las aguas en corrientes o cuerpos receptores.

### 102.- Bombeo de aguas negras. Necesidad del bombeo.

En ocasiones es necesario elevar las aguas negras para evitar excavaciones muy profundas generalmente en terrenos de poca o ninguna pendiente; en otras, con objeto de obtener una carga suficiente para el paso del agua a través de las unidades de tratamiento o bien para su disposición en algún sitio conveniente.

Es necesario un estudio económico para decidir si es más conveniente el uso de una sola estación o varias que drenen diversas zonas de la población.

El bombeo de aguas negras deberá hacerse continuamente por los problemas que se derivan del almacenamiento prolongado de ellas. Un máximo de 2 horas es aconsejable para evitar que entren en estado séptico, (carencia de oxígeno disuelto), aún cuando existen recomendaciones para tiempos de retención promedio menores.

Las estaciones de bombeo lógicamente deben ser eficientes y seguras, previendo posibles paros. El diseño, elección de equipos y sistemas de operación se harán en atención a la seguridad de un bombeo continuo.

El Departamento de Salud del Estado de Nueva York resume así los requisitos para el diseño de una estación de bombeo.

- a) Las estaciones principales tendrán por lo menos 3 bombas, con capacidades tales, que si la unidad mayor queda fuera de servicio, las 2 restantes puedan bombear el gasto máximo.
- b) Los tamaños y capacidades debn ser proporcionales a las -

variaciones volumétricas de las aguas negras.

- c) Se contará con dos fuentes de energía distintas para mover los equipos de bombeo.
- d) Las estaciones de bombeo secundarias deben tener equipo por duplicado.
- e) De preferencia, los equipos deben estar bajo techo.
- f) Se recomienda el uso de bombas de eje vertical.
- g) Las tuberías de succión y descarga no deben ser menores de 4" Ø .
- h) Para reparaciones y limpieza, las bombas deben colocarse en cámaras de donde puedan ser extraídas fácilmente.
- i) Los equipos deben estar precedidos de rejillas de operación manual o automática, para la eliminación de objetos grandes flotantes o -- suspendidos.
- j) Se deberá diseñar un paso lateral (by-pass) de emergencia.

103.- Bombeo de aguas pluviales y combinadas.

Durante la época de lluvias, las estaciones de bombeo tienen que trabajar con gastos mucho mayores que los normales durante el escurrimiento. En los alcantarillados combinados, las aguas negras se tratan solo parcialmente pasándolas a través de rejillas y desarenadores y diluídas por el agua de lluvia se bombean conjuntamente al sitio de vertido.

Donde sea posible, las estaciones de aguas pluviales deberían localizarse en áreas donde pueda ser almacenada agua sin originar inundaciones. Esta posibilidad reducirá los efectos del pico del escurrimiento a la estación, contribuyendo a disminuir su tamaño y capacidad instalada.

104.- Capacidad de las estaciones de bombeo.

La capacidad inicial de la estación será suficiente para cubrir un período de diseño de por lo menos diez años. Los gastos iniciales serán muy pequeños, de modo que las condiciones para escurrimiento mínimo, deberán ser tales que el período de retención de las aguas negras no origine molestias y que los equipos sean de tal capacidad, que no permanezcan parados mucho tiempo, Deberán preverse los requisitos futuros para la instalación de equipos grandes.

La capacidad de la estación deberá ser adecuada para el gasto máximo. Los gastos mínimos también afectarán el diseño de los canales de rejillas y el tamaño del cárcamo húmedo.

La capacidad de los equipos se selecciona de la siguiente manera:

- a) Si solo se instalarán dos equipos, la capacidad de cada bomba deberá ser igual al gasto máximo.

- b) Si hay una gran diferencia entre los gastos máximo y mínimo, convendría instalar un mínimo de tres bombas, una grande y dos chicas que manejen el 200% del Q máximo entre las tres, o bien el número que se estime adecuado para manejar el gasto de acuerdo con las variaciones locales.
- c) Si es factible conocer con cierto grado de precisión, las variaciones del gasto, sería aconsejable tener un mínimo de 4 bombas de las siguientes capacidades: Una con una capacidad igual o ligeramente mayor que el gasto mínimo, otra para un gasto igual o ligeramente mayor que el gasto medio, la tercera para un gasto igual o ligeramente mayor que el máximo, de tal manera que las capacidades de las dos más pequeñas sumen la capacidad de la mayor. La cuarta será una bomba de reserva con una capacidad igual a la mayor.

La capacidad de los equipos de reserva o el porcentaje de seguridad de capacidad instalada, dependerá de condiciones locales. En caso de que sea posible la instalación de un paso lateral (by pass) la capacidad será un mínimo.

#### 105.- Tipos de estaciones de bombeo.

Existen básicamente dos tipos:

- a) Estaciones de dos cámaras. En una se tiene la entrada de agua y el depósito de almacenamiento en donde se conecta la succión (cámara o cárcamo húmedo) y en la otra, que se denomina cámara o cárcamo seco, se colocan los equipos de bombeo. Figuras 1, 2 y 3.
- b) Estaciones de una cámara. Generalmente usadas para bombas de eje vertical y consisten de una sola cámara o cárcamo en donde se tienen la entrada del agua, el almacenamiento necesario y los equipos de bombeo. Figuras 4, 5 y 6.

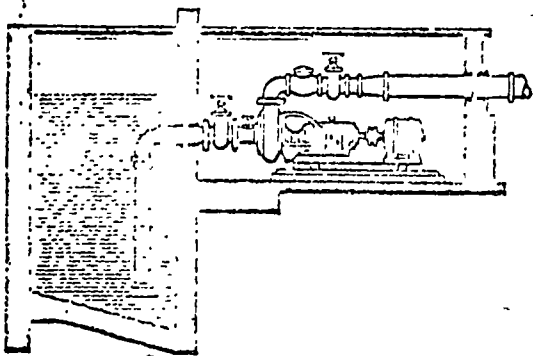


FIG. # 1

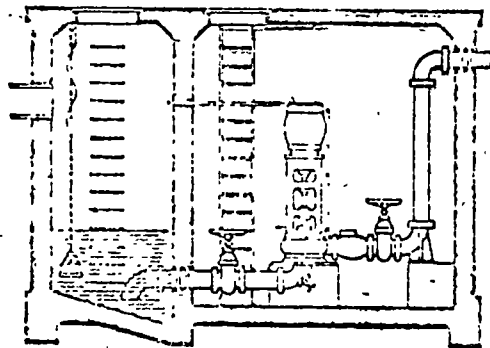


FIG. # 2

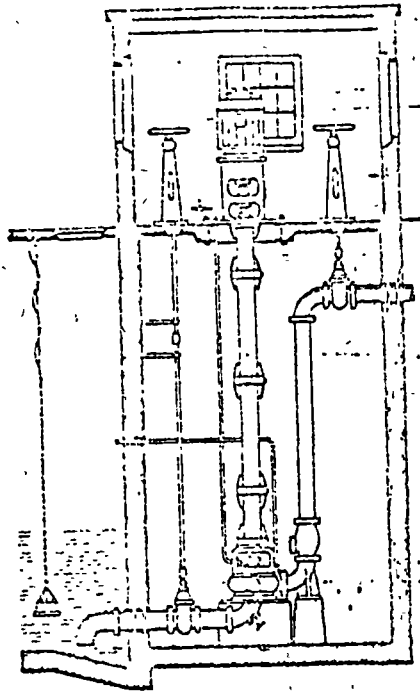


FIG. # 3

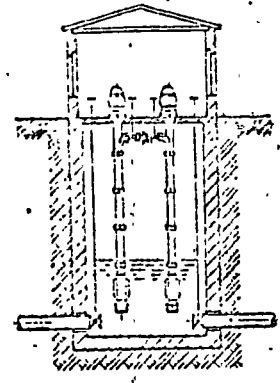


FIG. # 4

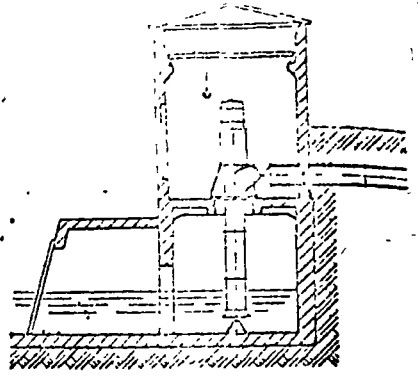


FIG # 5

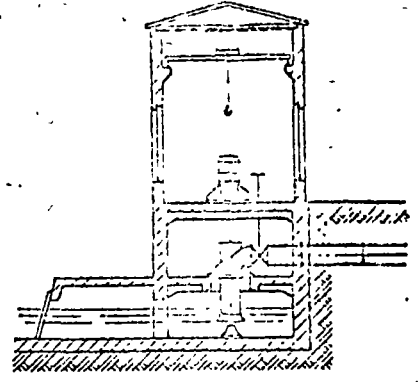
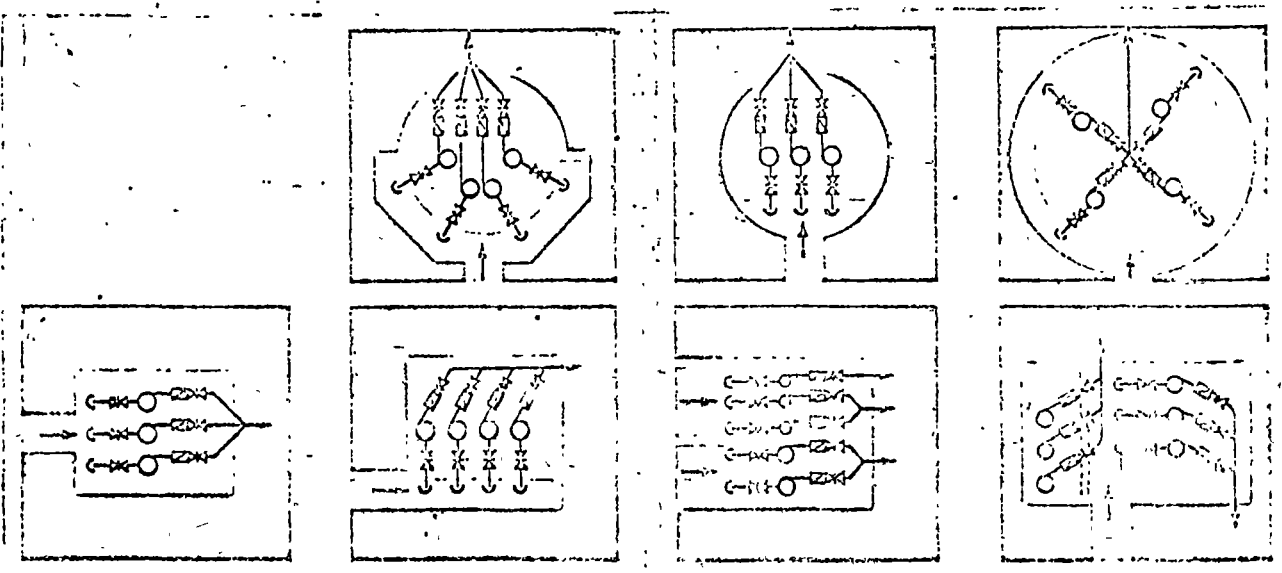


FIG. # 6

106.- Diagramas de diseño de estaciones de bombeo.

Existió una gran-variedad de posibilidades para el diseño de la estación. Las figuras siguientes muestran diversos arreglos que pueden servir de orientación.



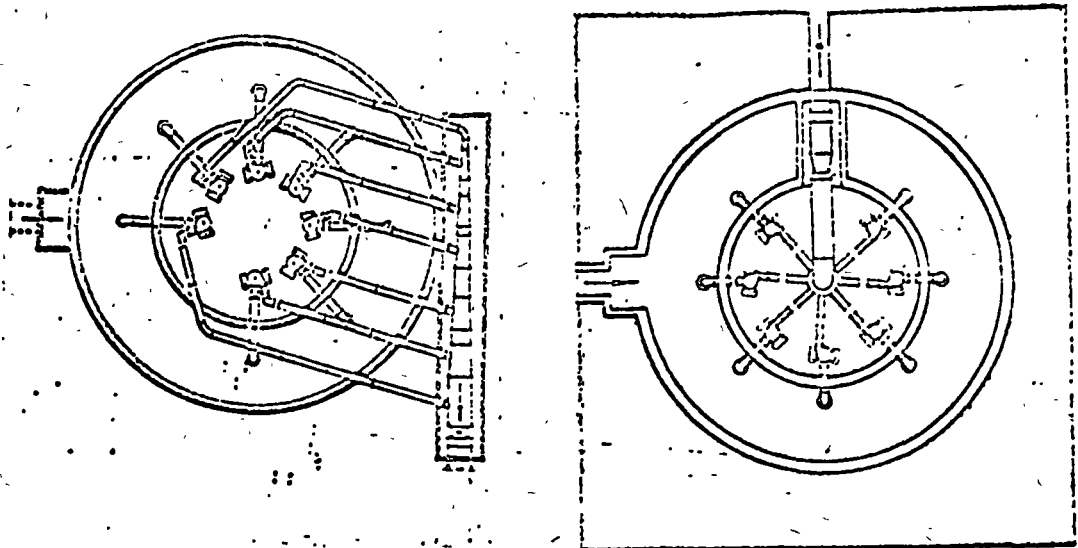


FIG.#8

107.- Factores a considerar en el diseño de la estación.

- 1.- Gastos en la estación de bombeo.- Deberá hacerse un análisis de los gastos de bombeo máximo y mínimo, tanto para las necesidades inmediatas como para las necesidades futuras.
- 2.- Alturas de bombeo.- Deberá contarse con información relativa a las alturas de succión y descarga y alturas totales, estáticas y dinámicas que se tendrán bajo las diferentes condiciones de bombeo.
- 3.- Requisitos de potencia.- Los requisitos de potencia son el producto de los gastos y alturas de bombeo considerando las eficiencias de los equipos. Se cuantificarán para condiciones normales y críticas.
- 4.- Localización.- Deberá considerarse:
  - a) Topografía.
  - b) Características geológicas. (Estudio de la mecánica del suelo).
  - c) Zona que rodee a la estación.
  - d) Comunicaciones.
  - e) Peligros potenciales, como inundaciones, fuego, vientos, temblores.
  - f) Altura del nivel freático.
- 5.- Energía.- Para la energía eléctrica deberá conocerse: ciclaje, fases, voltaje, limitaciones de carga, picos permisibles y demandas ordinarias, factor de potencia,

confiabilidad, costos y otras.

6.- Fuentes auxiliares de energía.- Es común en estas instalaciones contar con una fuente auxiliar de energía. Cuando se usan motores eléctricos, la energía auxiliar será proporcionada por máquinas de combustión interna existiendo dos posibilidades:

- a) Que cada bomba tenga un cabezal de engranes en donde se conecte la máquina de combustión interna.
- b) Que exista una máquina de combustión interna que proporcione la energía para la planta completa; ella -- arrancará automáticamente mediante un relevador cuando la energía eléctrica falle y parará cuando se restablezca.

7.- Tipos de bombas.- Para la elección del tipo de bomba deberán tomarse en cuenta los siguientes factores: clase de agua, grado de contaminación, naturaleza, tamaño y -- cantidad de sólidos arrastrados.

La forma, tamaño del impulsor y el tipo de bomba estarán acordes también con el tipo de servicio.

A. Bombas para manejar aguas negras crudas.

Básicamente, únicamente impulsores con pasajes amplios -- deben usarse para manejar aguas negras crudas con cualquier clase de sólidos; el tamaño de los pasajes depende del máximo tamaño de sólidos.

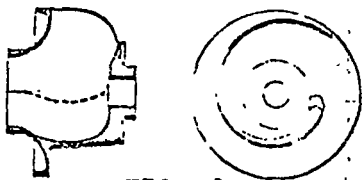


FIG. #9

Las bombas con impulsores de un solo paso (fig. 9) son las más apropiadas. Los impulsores de estas bombas tienen únicamente un solo pasaje de área transversal uniforme de la entrada a la salida y de un tamaño igual a la descarga de la bomba.

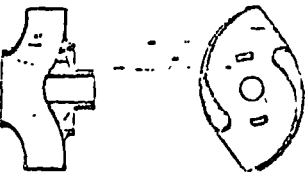


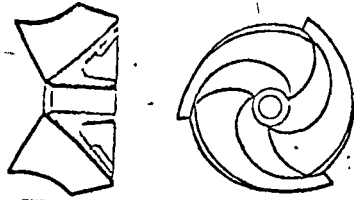
FIG. #10

Los impulsores de las bombas intascables (Non clog) tienen grandes aberturas y pasajes anchos (fig. 10) y pueden usarse para grandes capacidades.

B. Bombas para manejar aguas negras cribadas o tamizadas.

Las aguas negras que han pasado por rejillas o tamices -- pueden bombearse fácilmente por equipos con impulsores --

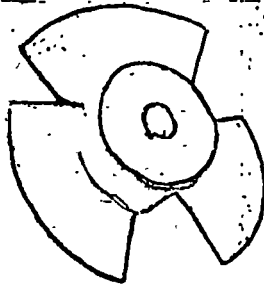
FIG.# 11



inatas cables (fig. 10).

El área trasversal de los impulsores deberá ser aproximadamente 10% más grande que el tamaño máximo de sólidos arrastrados.

FIG.# 12



Para pequeñas cargas y gastos grandes, pueden usarse bombas de escurrimiento mixto (fig. 11) si la proporción de sólidos es pequeña.

C. Bombas para manejar agua pluvial.

Las aguas pluviales cribadas y desarenadas pueden manejarse adecuadamente por bombas de escurrimiento mixto o axial (fig. 12).

D. Bombas para manejar efluentes tratados.

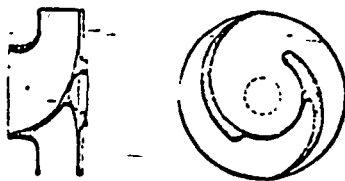
Después de su paso por los tanques de sedimentación, el efluente tratado puede manejarse por bombas de escurrimiento mixto o axial (fig. 11 y 12). Para altas cargas, bombas de tipo radial con descargas grandes se usan sin problemas.

E. Bombas para irrigación.

El tipo de bomba anterior puede usarse para la irrigación con efluentes tratados. En caso de cargas muy grandes pueden usarse bombas de paso múltiple.

F. Bombas para manejar lodos crudos.

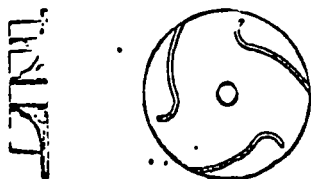
FIG.#13



Bombas con impulsores inatas cables redondeados son apropiadas para manejar lodos procedentes de tanques de sedimentación primaria y secundaria, (fig. 13). Si los lodos contienen material fibroso pueden usarse impulsores inatas cables de un solo pasaje.

G. Bombas para manejar lodos digeridos.

FIG.# 14



El impulsor de tipo semi-abierto con álabes en forma de S (fig. 14) son los apropiados para manejar lodos digeridos.

La clasificación para una bomba determinada puede fijarse calculando su velocidad específica (Ns) en el punto de máxima eficiencia. La expresión de (Ns) en unidades inglesas es la siguiente:

$$N_s = \frac{\text{rpm} \sqrt{\text{GPM}}}{\text{pies}^{3/4}}$$

Los valores apropiados de Ns para los diversos tipos de bombas son:

- a) Bombas de escurrimiento radial: Menos de 4,200 rpm, para entrada única que son las que normalmente se usan para bombeo de aguas negras y pluviales, por estar menos sujetas a atascamientos. (fig. 15)
- b) Bombas de escurrimiento mixto: Entre 4,200 y 9,000 rpm. Generalmente requieren sumergencia positiva. (fig. 16).
- c) Bombas de escurrimiento axial: Entre 8,000 y 16,000 rpm. Requieren sumergencia positiva. (fig. 17).

Características relativas de las bombas centrífugas.

Descripción	Esc. radial.	Esc. mixto	Esc. axial
Capacidades usuales.	"	300 lps	600 lps
Cargas usuales.	#	De 7.50 a 15 m.	De 0 a 10 m.
H a cero Q/H nominal.	120 a 140 %	165%	200% aprox.
Características de la potencia.	Aumenta con la capacidad.	Plano	Decrece con la capacidad.

# Las cargas para bombas inatascables pueden ser limitadas.

Comparación entre bombas horizontales y verticales

A.- Las bombas de flecha horizontal son adecuadas para:

- a) Grandes capacidades.
- b) Donde hay disponible suficiente espacio.
- c) Donde la probabilidad de inundación del motor es baja.

B.- Las ventajas de las bombas de eje horizontal sobre las de eje vertical incluyen:



- a) Mayor eficiencia.
- b) Mantenimiento más sencillo.
- c) Fácil y económica de instalar.
- d) Más bajo costo para igualdad de capacidades.

La desventaja principal es que se requiere la construcción de dos cámaras.

**C.- Ventajas de las bombas verticales.**

- a) Altas cargas de descarga cuando se diseñan adecuadamente.
- b) Magníficas características.
- c) Menor espacio para la instalación.
- d) Operación suave y silenciosa.
- e) Los motores se pueden localizar lo suficientemente alto sin peligro de inundaciones.
- f) En general, trabajan con carga en la succión.

**- Desventajas:**

- a) Dificultades en el mantenimiento.
- b) El peso de las partes rotatorias debe ser soportado por un solo apoyo.
- c) El costo inicial es mayor.
- d) Probablemente son más sensibles a las condiciones de la succión.

**Sistemas característicos:**

En el bombeo de aguas negras y pluviales es más común el trabajo de bombas en paralelo. La construcción de las curvas características (H-Q) se indican en las figuras 18 y 19, para bombas iguales y diferentes. Las curvas de operación conjunta se obtienen sumando las capacidades de cada bomba para la misma carga.

Para conocer los puntos de operación de las bombas, se superpone la curva de fricción del sistema, sin embargo deberán corregirse las curvas (H-Q), como se indica adelante.

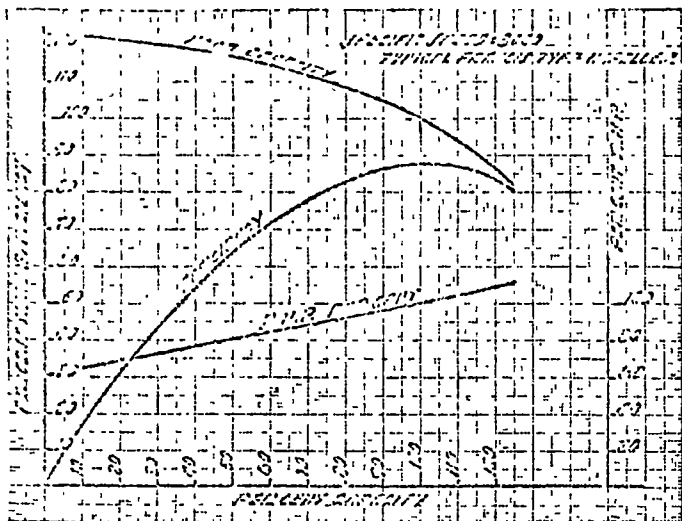


FIG # 15

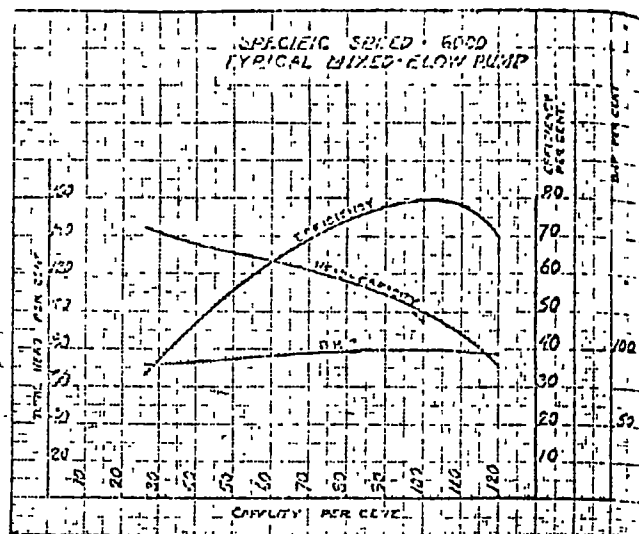


FIG. # 16

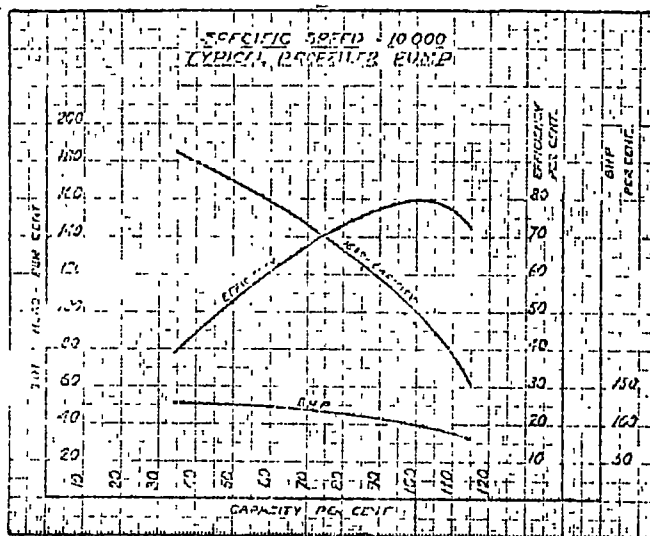
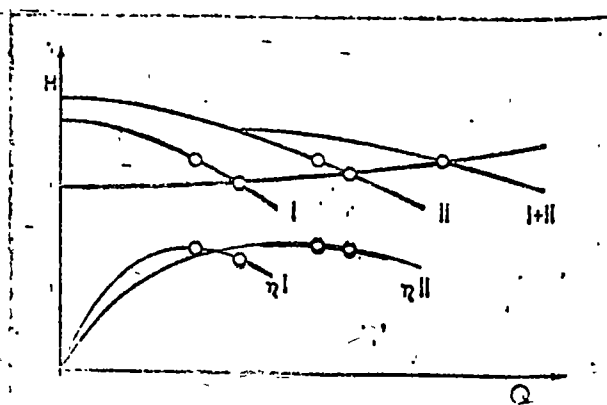
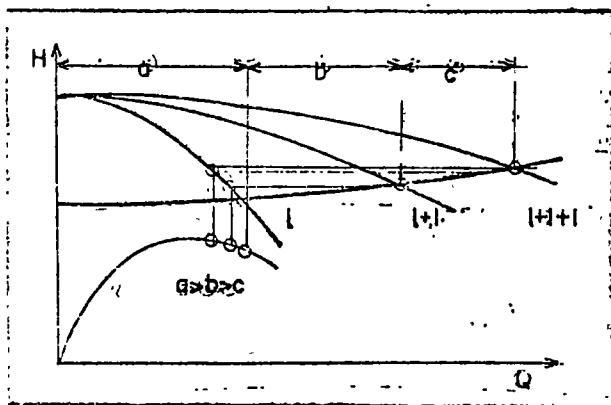


FIG. #17



Como los niveles del cárcamo húmedo varían, es común graficar dos sistemas de fricción, uno para el nivel mínimo (carga estática máxima) y el otro para el nivel máximo (carga estática mínima). Además, deberían hacerse las curvas de fricción para diferentes valores del coeficiente de fricción. Es común que el máximo valor de C sea 140 y el mínimo 100.

Los sistemas de fricción incluyen únicamente aquella parte del sistema común a todas las bombas; ello proporciona una curva modificada que incluye únicamente el funcionamiento del múltiple (incluyendo la carga estática), excluyendo las pérdidas de succión y descarga de cada bomba considerada independientemente. Para considerar estas pérdidas, que dependen exclusivamente del gasto particular de cada equipo, deberán corregirse las curvas (H-Q) de cada uno de ellos, calculando las pérdidas para diversos gastos y restándolas de los valores de la curva característica. Combinando las curvas modificadas se obtienen las correspondientes al funcionamiento en paralelo. La figura siguiente (20) ilustra el procedimiento.

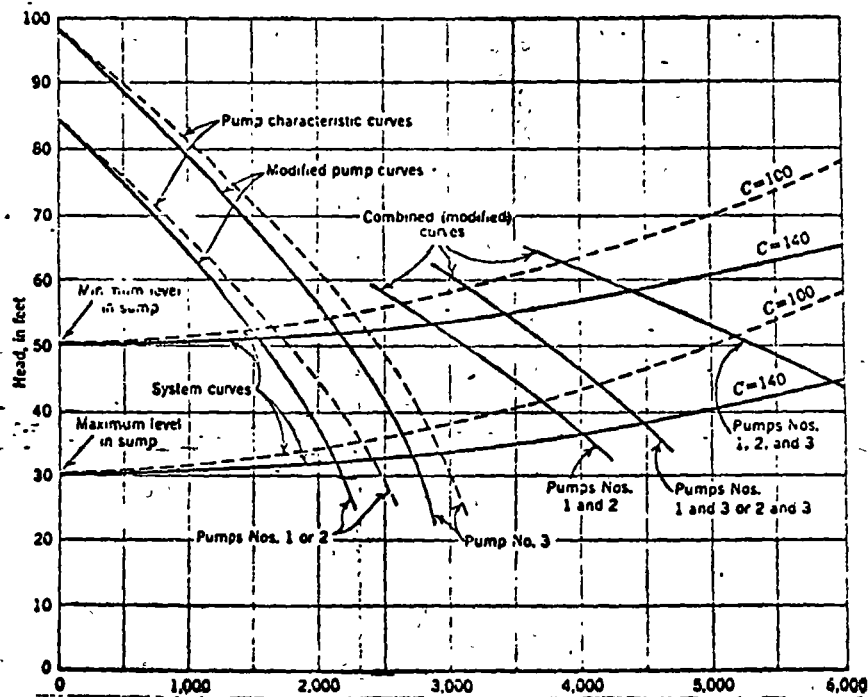


FIG. # 20.

Se considera buena práctica seleccionar las bombas que proporcionen el gasto máximo a la carga máxima. Sin embargo, el punto (H-Q) que satisface este requisito, no será necesariamente el que corresponda a la máxima eficiencia. Las bombas deberían seleccionarse con máxima eficiencia para las condiciones promedio.

Selección de bombas.

Probablemente el mayor problema con que se enfrente el ingeniero que diseñe una estación de bombeo, es la elección de

la clase, tipo, capacidad, carga y detalles de la bomba o bombas que se usarán en el sistema. Hay tal variedad de bombas disponibles y tantas aplicaciones de cada una, que a menudo es difícil restringir la elección a una unidad específica. Sin embargo, por medio de las consideraciones siguientes y un análisis económico del sistema se puede llegar a una selección apropiada.

#### A.- Métodos de selección.

Las bombas se eligen por cualquiera de los siguientes 3 métodos:

- a) Se proporciona a uno o más fabricantes los detalles completos de las condiciones de trabajo de los equipos y se requiere una recomendación y oferta de las unidades que ellos consideren las más apropiadas.
- b) En el caso más usual, el diseñador elige un tipo de bomba y con los datos de operación se licitan los equipos.
- c) Puede usarse una combinación de estos métodos.

#### B.- Datos que deben proporcionarse al fabricante.

- a) Número de unidades.
- b) Características del agua: temperatura, pH, tendencias corrosivas, etc.
- c) Limpia y libre de materias suspendidas o turbia o arenosa.
- d) Capacidad. Variaciones.
- e) Condiciones de la succión. Altura o carga en la succión  
Dimensiones y esquemas de las tuberías.
- f) Condiciones de la descarga. Carga estática. Variaciones.  
Pérdidas. Dimensiones y esquemas de las tuberías.
- g) Carga dinámica total. Variaciones.
- h) Servicio continuo a intermitente.
- i) Bomba horizontal o vertical. - En caso de ser vertical: -  
Si va en cámara seca o húmeda.
- j) Energía disponible. Características. Fases. Voltaje, etc.

k) Que limitaciones en cuanto a espacio, peso, o transpor-  
tación hay.

l) Localización de la instalación.

Geográfica.

Elevación sobre el nivel del mar.

Instalación interior o a la intemperie.

Rango de temperaturas ambientes.

m) ¿Hay algún requisito especial o preferencia con relación  
al diseño, construcción o funcionamiento de la bomba?

#### Recomendación sobre la especificación de la carga dinámica.

Aunque la carga dinámica puede ser calculada con bastante exac-  
titud, es necesario una especificación cuidadosa de las condi-  
ciones de la instalación para evitar errores en la selección  
de la bomba. La causa más común de errores es la acumulación  
de factores de seguridad antes que se elija el punto final de  
operación de la bomba. Muchos factores y valores muy liberales  
pueden producir una elección con excesivo consumo de potencia  
y posiblemente altos costos de mantenimiento.

#### Factores de seguridad.

Una vez conocida la capacidad y la carga dinámica generalmen-  
te debe aplicarse un factor de seguridad a cada dato. El valor  
exacto de estos factores varía de un individuo a otro y de una  
condición a otra. Los valores usuales son 10% aún cuando pue-  
den ser hasta de un 50%.

Las cotizaciones de los fabricantes deberán contener la infor-  
mación siguiente:

Número del modelo de la bomba.

Clase.

Tipo.

Materiales y detalles de construcción.

Mecanismo motriz. Potencia y característica.

Curvas de funcionamiento o tabulación.

Peso.

Precio.

Tiempo de entrega.

Dibujos o catálogos.

Garantías.

Instalación.

Condiciones de pago.

Seguros, etc.

Una vez recibidas las proposiciones se procederá a la evalua-  
ción de ellas por medio de cuadros comparativos, debiendo re-  
visarse detenidamente cada una de las características de los  
equipos propuestos.

### Golpe de ariete.

Como en general estas instalaciones trabajan con cargas bajas, los problemas debidos a variaciones de la presión, devidas al golpe de ariete, son mínimos, ya que en las condiciones más - desfavorables se presentarían una caída o sobre-elevación de presión iguales a la carga estática.

### 8.- Características de los cárcamos.

Pueden ser de una sola cámara o de dos. Se tendrán en cuenta su disposición relativa, la altura de succión, los accesos, su profundidad y forma.

### 9.- Diseño de los cárcamos.

#### A. Dimensiones de las cámaras.

Las cámaras secas se dimensionarán de acuerdo con el número y tamaño de las unidades a instalarse, pero debe considerarse el espacio necesario para:

- Válvulas y accesorios.
- Controles eléctricos.
- Amortiguadores del golpe de ariete.
- Tuberías derivadoras. (By passes).
- Múltiples de succión y/o descarga, los cuales - pueden ser subterráneos, superficiales o elevados, horizontales o verticales, en instalación interior o exterior.
- Apoyos y atraques.
- Accesos.

Las unidades se colocarán de manera que ocupen el mínimo - espacio debiendo considerarse la circulación entre unidades y el tamaño de las bases.

Se necesita una capacidad de almacenamiento, en las estaciones de bombeo de aguas negras o pluviales donde no sea posible diseñar o programar el arranque y parada de las unidades automáticamente, con motores de velocidad variable, - que se sincronicen exactamente con los gastos de bombeo correspondientes a los influentes.

La selección de la capacidad adecuada es crítica, porque - afecta el tiempo de retención de las aguas en la estación y la frecuencia de operación de los equipos de bombeo. El efecto de almacenamiento en las alcantarillas puede considerarse parte de la capacidad de almacenamiento de la estación, pero comunmente se considera solo en aquella porción que se relaciona con las condiciones de gasto máximo.

Desde el punto de vista mecánico, es aconsejable operar una bomba, si no continuamente, si por periodos largos, pero tal funcionamiento no es compatible con el mantenimiento de con

diciones aerobias en las aguas negras, si el tiempo es muy prolongado.

La forma de la cámara húmeda y el período de retención deben ser tales, que la sedimentación de sólidos sea mínima y las aguas negras no entren en estado séptico.

La mayor parte de los reglamentos basan el tiempo de retención en el gasto medio de diseño, pero los gastos máximo y mínimo son los factores determinantes para su dimensionamiento. Los resultados deseados pueden lograrse, con un mínimo de objeciones, excepto en estaciones muy grandes, si el tamaño de la cámara es tal, que con cualquier combinación de bombeo e influente, el ciclo de operación de cada bomba no será menor de 5 a 15 minutos y el período máximo de retención no será más de 30 minutos como promedio, a dos horas como máximo. Los equipos muy grandes deberán operar con los tiempos mayores.

Puede verse que para llenar las condiciones anteriores, el diseño de la cámara debe coordinarse con la selección tanto de unidades individuales de bombeo, como con los niveles de arranque y parada.

Un período grande de retención originará olores objetables de las aguas negras sépticas y la acumulación de lodos en el fondo puede aumentar la molestia y la frecuencia de atascamiento de las bombas. De acuerdo con ello, los tiempos de retención deben mantenerse lo más bajo posible, compatibles con la operación adecuada de los equipos de bombeo.

Hay diversos criterios para el diseño. Algunos establecen que el nivel de aguas negras en la cámara húmeda debe mantenerse arriba de la carcasa durante todo el ciclo de operación, asegurando un cebado continuo. Esto obliga a la construcción de cárcamos más profundos. Otros, diseñan de manera que solo el nivel de arranque esté arriba de la carcasa, por lo tanto la bomba operará en condiciones de succión durante un tiempo, hasta que para, lo cual no es muy objetable en bombas inatascables de escurrimiento radial. Una instalación diseñada así requerirá una purga en la bomba de por lo menos  $3/4$  pulgada, que descargue en la cámara húmeda.

Se acepta comunmente que el nivel máximo debe ser tal, que los tubos de entrada no se sobrecarguen, para que sean mantenidas las velocidades evitando depósitos de sólidos y la formación de lodos productores de sulfuros.

Para el diseño del fondo hay muchos criterios. Algunos autores proponen pendiente de 1:1; pero el mínimo de problemas ocurrirá si se usa la relación 1:1.75.

Se indican a continuación diversos arreglos, recomendándose la entrada acampanada.

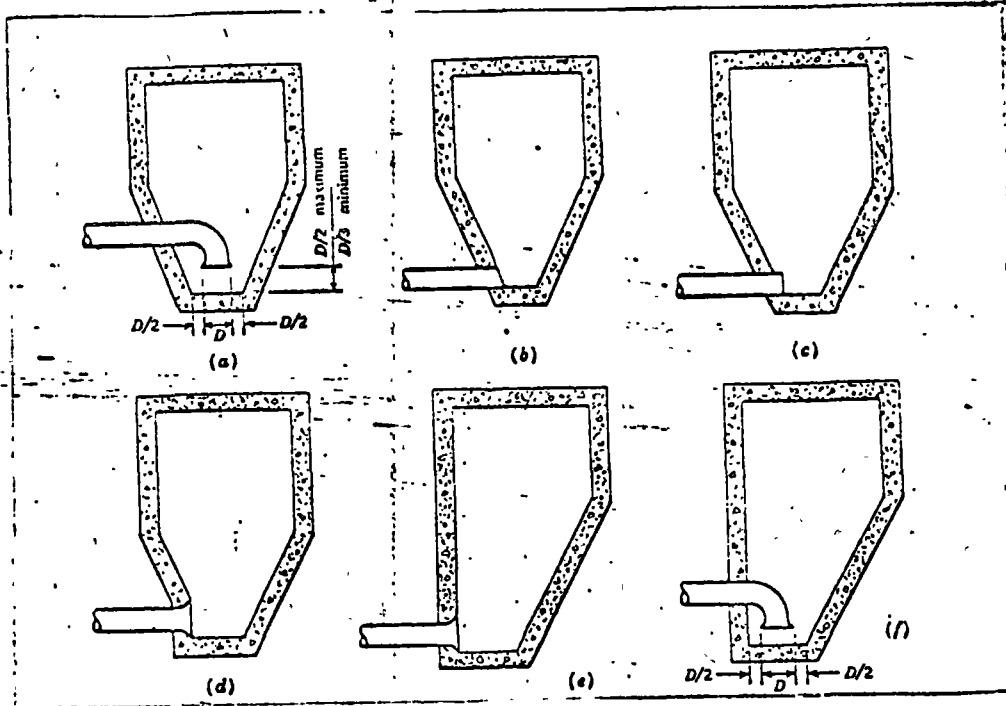


FIG. #21

Para el cálculo del volumen se utilizan dos criterios: --

- 1) El indicado en el anexo III y que puede resumirse como sigue:

Eligiendo tres bombas, dos chicas y una grande de modo que la suma de las dos chicas sea igual a la grande, se tiene:

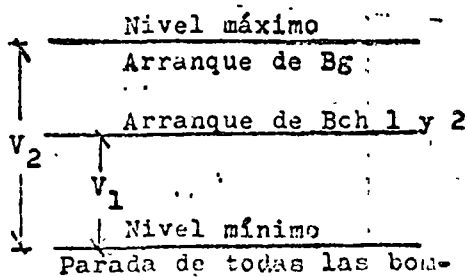
$$a) 2 B_{ch} + B_g = 2 Q \text{ máx. (para 200\% de la capacidad instalada).}$$

$$b) 2 B_{ch} = B_g$$

De a y b se obtienen las capacidades de las bombas.

Eligiendo los niveles de arranque y parada de los equipos como se indica en la figura siguiente, se tiene:

Figura # 22



Para un tiempo de retención =  $T_r$ ,

$$T_r = \frac{V_1}{Q \text{ mín}} + \frac{V_2}{B_{ch} - Q \text{ mín}}$$

De esta expresión obtenemos  $V_1$ , llenándose el requisito del tiempo de retención.



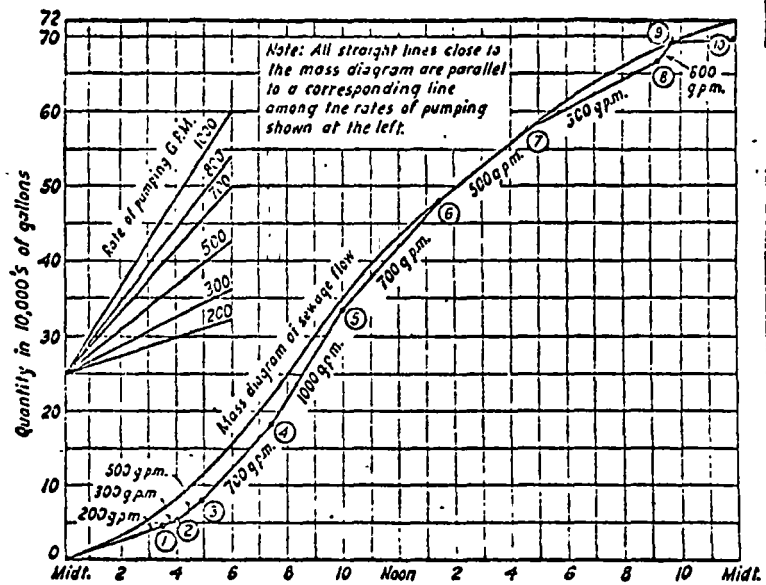
Para el cálculo de  $V_2$ , utilizamos el tiempo que debe trabajar una bomba como mínimo = OB, por tanto:

$$B_g \times OB = V_2$$

Con las dos expresiones anteriores quedan fijos los niveles de arranque y parada de los equipos.

- 2) Utilizando el diagrama de masas. Este procedimiento se usa cuando se dispone de datos confiables de los influentes a la estación de bombeo. Véase figura 23.

FIG. #23



El diseño de cámaras húmedas para estaciones de aguas pluviales requiere un cuidadoso estudio donde se instalen bombas verticales de escurrimiento axial. Estas bombas son muy sensibles al arreglo del influente, espaciamiento entre unidades y distancias del fondo y muros laterales. En las figuras siguientes se indican los valores aconsejables. En instalaciones muy grandes, sería conveniente el uso de modelos hidráulicos.

10.- Motores eléctricos.

Se deberán considerar: tipo, velocidad, voltaje, potencia y sobrecarga. Reguladores de velocidad, corriente de arranque y de operación. Eficiencias con y sin carga.

11.- Subestación eléctrica.

Tipo, capacidad y dimensiones.

12.- Tableros eléctricos y controles.

Instrumentos de medición: voltímetros, amperímetros, factorímetros, etc.

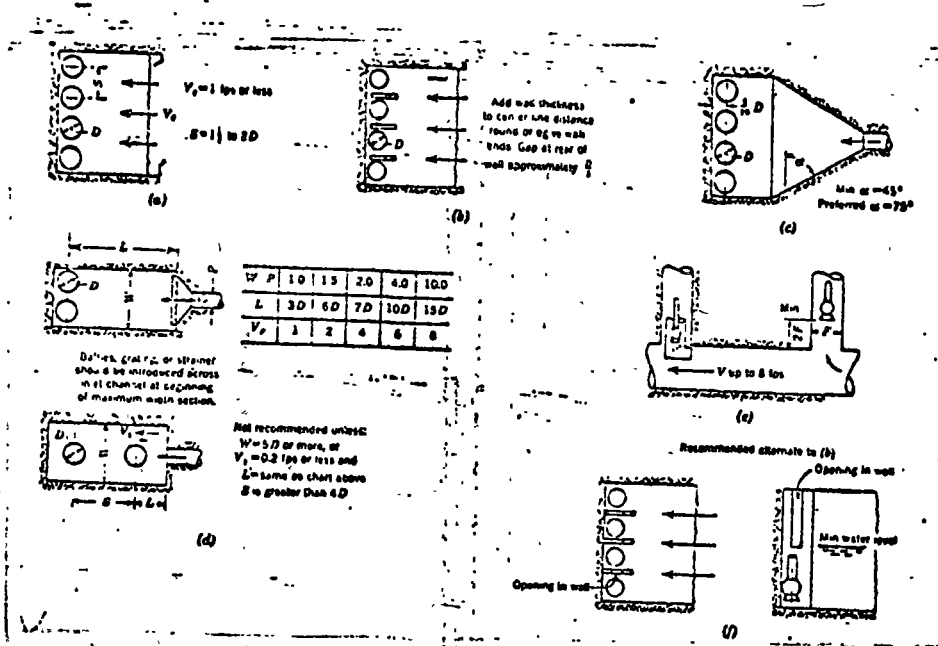


Figure # 24

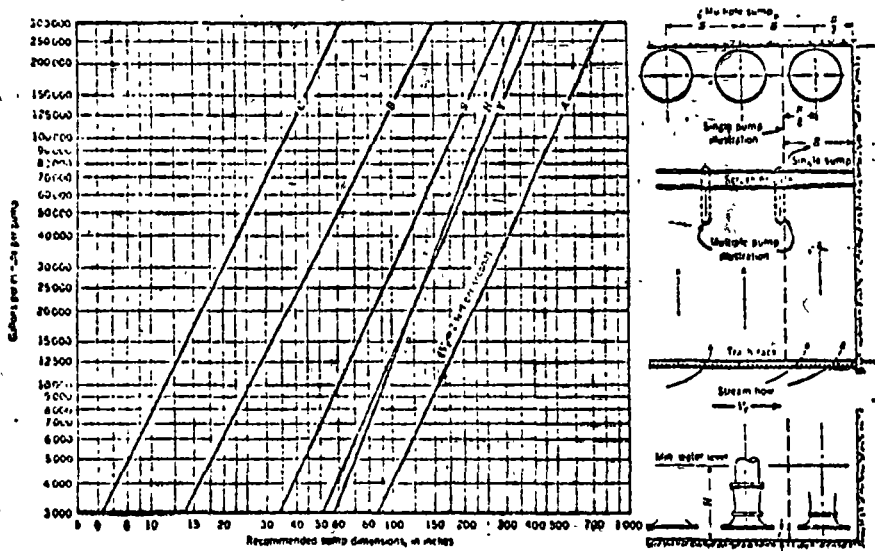


Figure # 25

13.- Tuberías, válvulas y accesorios.

Se consideran con especial atención a la economía. Accesibilidad para reparaciones y operación. Pendientes, apoyos, atraques, desfuegos, amortiguadores de golpe de ariete, protección contra corrosión y cargas externas.

Forma de operación de las válvulas, (manual, eléctrico o mecánico).

Uso de juntas flexibles, de expansión y otras.

Planeación de la instalación.

Existe una serie de reglas para realizar una instalación correcta y que se deducen de los puntos importantes que hay que tomar en cuenta para llevarla a cabo, a saber:

- a) Asegurar una succión estanca y que evite la posible acumulación de aire.
- b) El área de la succión deberá ser igual o mayor que el de la descarga.
- c) Evitar en la succión presiones dinámicas asimétricas y/o turbulencia excesiva.
- d) Asegurar que la presión absoluta sea mayor que la presión de vapor de agua.
- e) Siempre que sea posible evitar instalaciones con altura de succión. Cuando se tengan que hacer así, se deberá hacer el estudio de la altura de succión permisible.

$$H_s \text{ permisible} = H_b - H_{pv} - H_f - \text{CNPS.}$$

En donde,  $H_b$  es la altura barométrica;  $H_{pv}$ , la presión de vapor a la temperatura del agua;  $H_f$ , las pérdidas de carga en la succión y CNPS, la carga neta positiva de succión requerida.

- f) Colocar dispositivos que conserven el cebado de la bomba.
- g) Colocar válvulas de seccionamiento para: realizar fácilmente las reparaciones y controlar el gasto.

Accesorios.

- a) Juntas flexibles.

En general se usar juntas Gibault para conectar tuberías de fierro fundido y asbesto-cemento y juntas --

Dresser para tuberías de acero.

Su uso puede ser necesario para:

Unir tubos de extremos lisos.  
Tomar esfuerzos causados por:  
Movimientos diferenciales.  
Cambios de temperatura.  
Vibraciones.

b) Atraques.

Deberán atracarse perfectamente las tuberías, debiendo hacerse el estudio dinámico correspondiente.

#### Materiales.

En general las válvulas son de fierro fundido y requieren conexión con bridas.

Las piezas especiales pueden ser de acero o fierro fundido.

Se recomienda que los múltiples sean de acero con piezas soldadas, con la debida protección contra la corrosión. Los múltiples de fierro fundido con el uso de conexiones con bridas, pueden requerir la fundición de muchas piezas que no sean de fabricación estandar, aparte de que el ajuste de la instalación resulta molesto.

Las líneas de succión y descarga pueden ser de: asbesto-cemento, concreto, acero y/o fierro fundido.

14.- Edificios.

Servicios, arquitectura, diseño estructural.

Almacén y talleres. Casa del encargado. Caseta de vigilancia.

15.- Automatización y medición.

Las fluctuaciones del gasto hacen necesaria la automatización de la operación de los equipos, lo cual se logra por medio de fuelles neumáticos, electrodos y arrancadores que reciben la señal de alternadores y selectores según una secuencia predeterminada. No se aconseja el uso de flotadores para el arranque o parada de las bombas.

Para la medición en canal abierto se aconseja el uso de los medidores Parshall y Palmer Bowlus. En la medición en tuberías resulta conveniente el uso de medidores magnéticos o de hélice.

16.- Pretratamiento.

Las aguas negras contienen ramas, palos, hojas, trapos plásticos, papel, vidrio, arena, cenizas, etc. que pueden atascar o dañar las bombas. Por lo cual para asegurar una operación satisfactoria deberán removerse por medio de jillas, tamices y desarenadores. También pueden usarse desmenuzadores. Si el agua negra es de carácter exclusivamente doméstico (alcantarillados separados) puede eliminarse el desarenador. Véase anexo IV.

17.- Facilidades para mover los equipos.

18.- Características de la estación.

Las estructuras serán de diseño simple y funcional. Los equipos se instalarán en locales bien ventilados y limpios con facilidades para maniobras. Las cámaras húmedas serán cubiertas y tendrán registros para su inspección y limpieza, también tendrán pendiente hacia la succión de la bomba.

---



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

INFORMACION Y ESTUDIOS

Ing. Francisco Montejano U.

Julio 1977

# SISTEMAS DE ALCANTARILLAZO

## III. - INFORMACION Y ESTUDIOS

- 3.1 Etapas del Proyecto
- 3.2 Estudios
- 3.3 Datos físicos.
- 3.4 Datos económicos Sociales.

## III - INFORMACION Y ESTUDIOS

(1)

### 3.1 Etapas del Proyecto.

#### 3.1.1 Tipos de sistemas de alcantarillado. Separado.

Para aguas negras  
Pluvial.

Combinado

Semicombinado.

#### 3.1.2 Patrones de configuración de las atarjeas principales:

Perpendiculares al cuerpo receptor.

Zonas.

Abanico.

Radiales.

#### 3.1.3 Factores determinantes del proyecto.

El estudio del conjunto de problemas que presenta cada caso particular, conduce a la selección del tipo de sistema.

Los factores que crees influyen en la selección del tipo de sistema pueden ser los factores sanitarios, hidrológicos, topográficos; evacuación y disposición, obras de tratamiento, etc.

Trotaándose de alcantarillado de aguas negras, la magnitud del proyecto queda determinada por el período económico de proyecto, la población de



proyecto, la aportación y variación, que a su vez dependen del abastecimiento de agua.

Tratándose de elantarilla de pluvial, la magnitud del proyecto queda determinada por la magnitud de los gastos que hay que de alagar. Estos dependen en gran parte de las intensidades seleccionadas, las cuales a su vez que dan un término de por el grado de protección que se le da a la población objeto del proyecto.

Por ese grado de protección, en lo que se refiere a fenómenos naturales como precipitaciones, nunca puede ser total, y en último extremo, está limitado por la potencia del economía de un mismo población.

### 3.2 Estudios

A la vista de las ideas expuestas, se requieren estudios que impliquen desde la recolección de datos, hasta la elaboración con ellos, de diversas alternativas que rindan un proyecto factible.

Esa recolección puede ser de datos para el planteo de diversas alternativas de solución de un mismo problema; y de datos para el proyecto.

Esos datos pueden ser, físicos,  
económicos sociales, financieros, etc.

### 3.3 Datos físicos.

#### 3.31. Levantamiento topográfico.

Para sistemas muy grandes, conviene  
inicialmente apoyar los levantamientos en  
una triangulación.

Lo más común es que solo sea  
necesaria una poligonal permitida,  
con tránsito y cinta, mediante el  
método de conservación de azimutes,  
dibujada por coordenadas, su  
escala puede ser de 1:5000 a 1:10000.

Los planos resultantes de un  
estudio topográfico, deberán ser  
a escala de 1:2000, con elevaciones  
en los cruces; en curvas de nivel  
de 1 metro de equidistancia, si la pendiente  
general del terreno es mayor que 5 a 1  
millas y de equidistancia de 0.5 m,  
si la pendiente general del terreno es  
menor de 5 a 1 millas.

Deben dejarse bancos de nivel  
al milímetro, en cada cuadro.

Los perfiles, deberán ser escala horizontal  
1:2000 y escala vertical 4:2000.

Los planos deben tener elevaciones en los  
cruces, y mostrar parámetros, banquetas,  
guardas, cunetas, y toda clase

de detalles que puedan influir en la magnitud y localización de las tuberías.

Así, es importante tener localización de drenes actuales, ductos, vías de tranvía, de ferrocarril, etc.

En la misma forma es importante la localización de edificios de institución que afecten en particular las líneas de aguas de desecho.

Así resulta importante la localización de rastros, parques y jardines, industrias, etc.

Son de igual importancia las elevaciones de sótanos, y toda clase de instalaciones subterráneas, que pueden afectar la profundidad a la que se instalen las tuberías.

### 3.3.2. Estudio de P. subsuelo.

Clase y localización de suelos, rocas.

Profundidad del nivel freático.

### 3.3 Servicios existentes

Abast. de agua	Rastros
Pavimentos	Mercado
Alumbrado	Industrias
Hospitales	Albercas
Escuelas	Parques públicos
Centros de salud	etc

3.4 Datos económicos Sociales

(5)

3.41 Censos oficiales  
Censos por cuadro  
Predios

3.42 Recursos humanos y materiales  
Salarios  
Cobra de mano  
Trabajadores especializados.

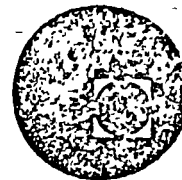
3.5 Datos financieros

Disponibilidad económica  
Niveles de ingresos  
In. tirajes sobre préstamos bancarios.





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO -

CAUDAL DE AGUAS- PLUVIALES -

Ing. Francisco Montejano U.

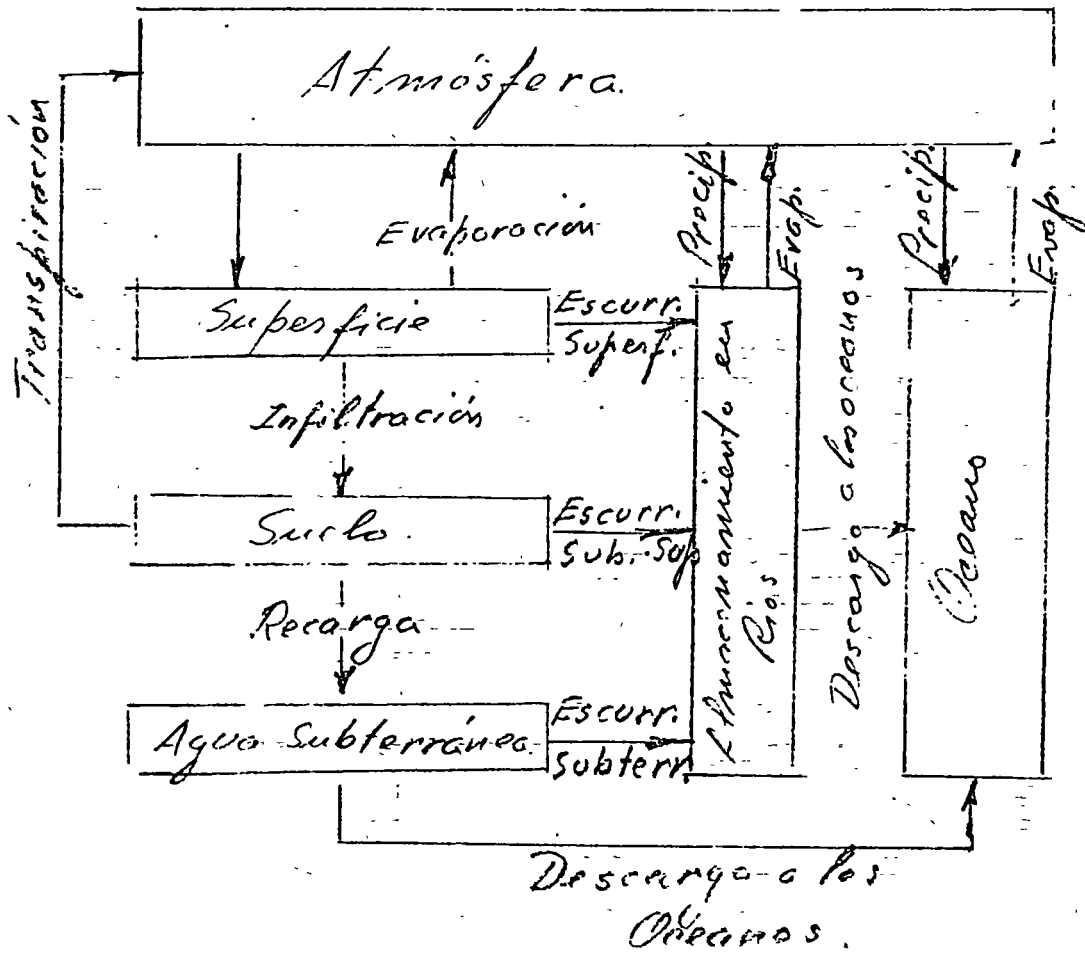
Julio 1977

## SISTEMAS DE SUCANTARILLADO

### TEMA V

- 5.1 - Ciclo hidrológico.
- 5.2 - Medición de lluvias - Aparatos y unidades.
- 5.3 - Concepto de intensidad de lluvia.
- 5.4 - Registros de alturas, máximas y duraciones - Intensidad máxima.
- 5.5 Análisis estadístico de las intensidades.
- 5.6 Relación de escurrimiento a lluvia.
- 5.7 Estimación de los gastos de proyecto.

# 5.1. Ciclo Hidrológico.





### 5.2 Medición de volúmenes fluviales.

La estimación de los volúmenes fluviales se hace mediante la medición directa de las alturas de lluvia, para lo cual se utilizan instrumentos tales como el pluviómetro y el pluviógrafo, y mediante la medición de las áreas que han de drenarse, mediante métodos topográficos.

$$\text{area} \times \text{altura de lluvia} = \text{Volumen}$$
$$\text{area} \times \text{intensidad} = \text{Gasto}$$

Al estimar los volúmenes y gastos surgen dos problemas:

a) La aproximación con que se pueden medir las alturas o las intensidades. Los aparatos pueden aproximar a 0.25 mm.

b) Aún cuando se use un mismo sistema de unidades, se puede haber homogeneidad, debido a la disparidad de las magnitudes medidas: las alturas de lluvia son relativamente pequeñas, y por ello se requiere una unidad tal como el mm, y las áreas son relativamente grandes, lo cual implica el uso de una unidad tal como la Ha, o similar de 1000 m<sup>2</sup>.

El primer problema está relacionado con los métodos estadísticos; el segundo, con los coeficientes necesarios, al tener que usar expresiones axiomáticas en el cálculo de los gastos;

V 21

Azi, en el caso de la depresión  $Q = C i A$   
hay que introducir el coeficiente  
2,77...8 si  $i$  está en mm/hora y  
 $A$  en Ha s.

En el diseño de sistemas de alcantarillado  
pluvial, es necesario estimar los caudales  
máximos de escurrimiento, para lo cual  
es necesario fijar algunas ideas sobre la  
intensidad  $i$  y el tiempo  $t$ .

En general, a mayor tiempo de duración  
de la lluvia menor valor de la intensidad  
y al contrario.

Por otra parte, se define como  
tiempo de concentración, al tiempo que  
tarda la partícula de agua más alejada,  
en llegar al punto donde se desea estimar  
el gasto.

Para el proyecto de sistemas de alcantarillado  
se acepta que el caudal máximo tiene lugar,  
cuando toda el área drenada contribuye  
al gasto, lo cual sucede cuando

$t_{concentración} = t_{duración \text{ de la lluvia}}$

El retardo que tiene lugar en los arroyos de los escurrimientos de las corrientes naturales, no tiene significación en los sistemas de alcantarillado, sino en casos excepcionales.

Además, el  $t_c$  se estima como la suma de

$$t_c = t_{\text{delegada}} + t_{\text{en el tramo}}$$

Si  $t_d > t_c$  el gasto ya no aumenta en forma considerable.

### 5.3.- Concepto de intensidad de lluvia

Si  $H$  es la altura acumulada de lluvia en un periodo de tiempo  $t$ ,

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta t}$$

Es conveniente aclarar que  $i$  no es el límite del cociente cuando  $\Delta t \rightarrow 0$ .

Los valores de  $\Delta t$  son incrementos de tiempo, tales como 5, 10, 15, 20 etc. minutos.

Por tanto, resulta incompleta la expresión de una  $i$ , sino se asocia con un  $\Delta t$ .  $i$  sea una duración.

Aun cuando  $i$  se puede dar diversos valores de  $\Delta t$ , siempre se expresa en mm/hora.

Una misma tormenta puede mostrar  
muy diversas intensidades, si se le  
analiza para diversos valores de  $t$   
(5, 10, 15 ... minutos)

De hecho, los métodos estadísticos  
que se aplican a delante para la  
obtención de las expresiones e los  
curvos, intensidad - frecuencia - duración,  
se refieren a las intensidades (no a las  
lluvia)

Es un estudio estadístico de intensidad  
En otras palabras, se estudian las frecuencias  
de las intensidades, y no las frecuencias de  
las lluvias.

Una misma lluvia, puede dar lugar  
a diversas intensidades máximas para  
diversos lapsos de tiempo.

En otras palabras, un mismo aguacero  
puede tener la mayor intensidad de 5 minutos  
que represente a todo un año; la mayor intensidad  
para 10 minutos, que represente a todo el mismo año;  
la mayor si de 15 minutos. Solo así se  
puede hablar de frecuencias de años en palabras  
de i semejante, en número total de años observados.  
Ej. Se tienen 3 años de  $60 < i < 70$  mm  
" " 7 " de  $70 < i < 80$  mm  
etc

#### 5.4 Registros de intensidades máximas y duración. (7)

Por lo expuesto anteriormente, la primera tarea en el estudio de las precipitaciones, es la selección de las alturas máximas para cada año, de una serie de lapsos de duración.

Para 5 minutos de duración, cada año, quedará representada por una sola altura de lluvia, la máxima, de todas las que ocurrieron ese año.

Lo mismo para 10 minutos de duración, para 15, etc.

El paso siguiente consiste en expresarlas en mm/hora.

#### 5.5 Análisis estadístico de las intensidades.

##### 5.5.1 Revisión de parámetros estadísticos

Media aritmética:

$$\text{Datos o no agrupados } \bar{X} = \frac{\sum X}{N}$$

$$\text{Datos agrupados } \bar{X} = \frac{\sum fX}{\sum f} = \frac{\sum fX}{N}$$

Si en lugar de frecuencias, se tienen otros factores  $w_1, w_2, \dots$

$$\bar{X} = \frac{\sum wX}{\sum w} = \text{Media aritmética pesada}$$

## Revisión de algunos parámetros estadísticos 7 (8)

Desviación aritmética (por diferencia;  $x = X - \bar{X}$ )

Desviación estándar aritmética para datos no agrupados.

$$s = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N}} = \sqrt{\frac{\sum X^2}{N}}$$

Desviación estándar aritmética para datos agrupados.

$$s = \sqrt{\frac{\sum f (X - \bar{X})^2}{N}} = \sqrt{\frac{\sum f X^2}{N}}$$

Para los datos de una muestra representativa, tomada de una población, se reemplaza  $N$  por  $N-1$ , para que  $s$  se aproxime más a  $\sigma$

Cuando  $N > 30$ ;  $s \approx \sigma$

$$s = \sqrt{\frac{\sum f (X - \bar{X})^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{\sum f (X - \bar{X})^2}{N}} \sqrt{\frac{N}{N-1}}$$

Media geométrica. Datos no agrupados.

$$M_g = G = \sqrt[N]{(X_1)(X_2)(X_3) \dots X_N}$$

$$= (X_1 X_2 X_3 \dots X_N)^{1/N}$$

$$= (X_1)^{1/N} (X_2)^{1/N} \dots (X_N)^{1/N}$$

$$\log M_g = \frac{1}{N} \log X_1 + \frac{1}{N} \log X_2 + \dots + \frac{1}{N} \log X_N$$

$$\log M_g = \frac{\sum \log X}{N}$$

Datos agrupados.

$$\log M_g = \frac{\sum f \log N}{N}$$

Desviación geométrica (porcentaje)

$$x_g = \frac{X}{M_g}; \log x_g = \log X - \log M_g$$

Desv. Estándar geométrica para datos agrupados.

$$\log s_g = \sqrt{\frac{\sum f \log^2 x_g}{N}}$$

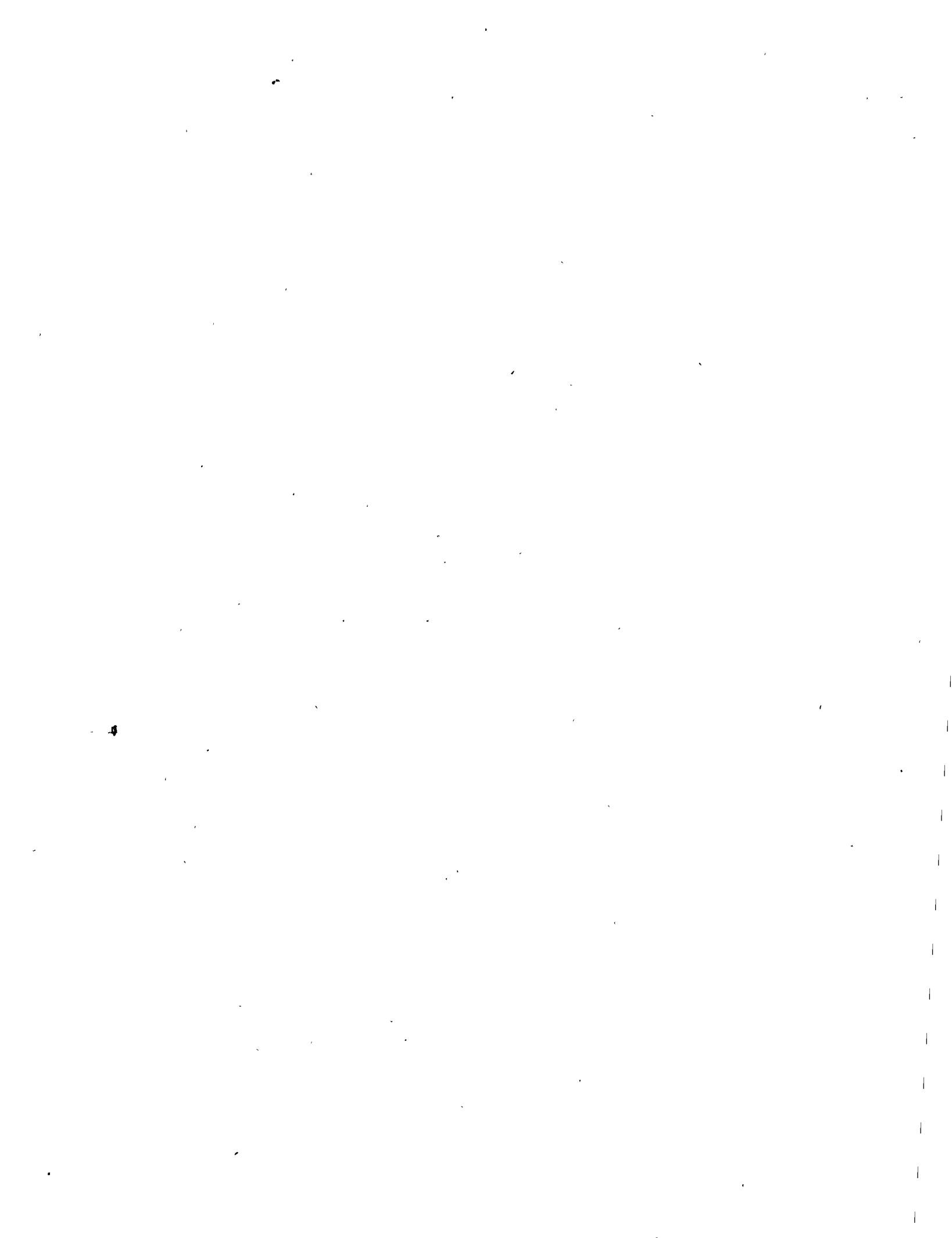
Para datos agrupados:

$$\log s_g = \sqrt{\frac{\sum f \log^2 x_g}{N}}$$

Para una muestra

$$s_g = \sqrt{\frac{\sum f \log^2 x_g}{N}}$$

$$s_g = \sqrt{\frac{\sum f \log^2 X}{N-1} - \frac{N}{N-1} \log^2 M_g}$$





5.52. Etapas del análisis estadístico de los máximos.

- a) arreglo de los  $i$  máximos anuales (para cada duración) por orden de magnitud
- b) Cálculo de la amplitud total
- c) Número de intervalos de clase y su amplitud
- d) Límites, fronteras y cuarcis de los intervalos de clase. Su aproximación
- e) Frecuencias
- f) Uso del papel de rayado estadística
- g) Diversas distribuciones de frecuencias
- h) Selección del período de recurrencia

5.53. Obtención de la expresión de  $L$

Diversos casos

Caso a) Cuando la distribución empírica discreta de frecuencias de las observaciones se puede ajustar a una distribución teórica continua, de frecuencias

Caso b) No existe ninguna distribución teórica continua que sea semejante a la de datos.

En el caso (a), es común hacer uso de funciones tales como la geométrica, la de Pearson III, la de Gumbel, las cuales se adaptan bien a las distribuciones de frecuencias de fenómenos naturales tales como lluvias, oscurecimientos, averías, etc.

5.53 En el caso (b); no se procede a hacer  
ninguna ley de tiempo, sino a las  
expresar las frecuencias en los periodos  
de años observados.

A la  $i$ -ésima se le atribuye una frecuencia  
de una vez en el periodo observado, o las  
dos mayores, 2 veces el periodo observado, etc.

En cualquier forma, se pueden obtener  
expresiones de  $i$  en función de la duración  
para una frecuencia determinada.

Cuando ha quedado definido el caso (a) o (b)  
se procede a obtener la expresión de  $i$   
en donde métodos tales como

Gráficos.

Mínimos cuadrados

etc.

## 5.6 Relación de escurrimiento a lluvia

V 12

En esa relación se le conoce con el nombre de coeficiente de escurrimiento,  $C$ .

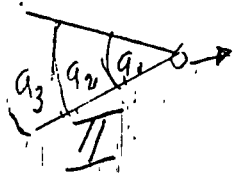
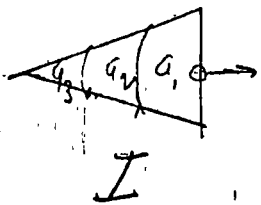
Su valor generalmente es menor que la unidad, y puede considerarse, para un área determinada, como constante o variable.

Si  $C$  no se considera constante, su valor depende de las características físicas del suelo drenado, tales como vegetación, pendiente, etc., y de la forma de la área drenada.

Si no se considera variable, influyen en su valor, además de los factores ya mencionados, el tiempo.

El hecho de que el suelo no se sature; de que el agua vaya hacia las depresiones, etc., hace que el valor de  $C$  sea mayor en el tiempo de duración de la lluvia.

La influencia que tiene la forma de la área drenada, en el valor de  $C$ , puede expresarse en la siguiente forma



1er minuto  $c_1 a_3 i_1$   $c_1 a_2 i_1$   $c_1 a_1 i_1$

$$c_1 < c_2 < c_3$$

2o minuto  $c_2 a_3 i_2$   $c_2 a_2 i_2$   $c_2 a_1 i_2$   
 $c_1 a_3 i_1$   $c_1 a_2 i_1$   $c_1 a_1 i_1$

3er minuto  $c_3 a_3 i_3$   $c_3 a_2 i_3$   $c_3 a_1 i_3$   
 $c_2 a_3 i_2$   $c_2 a_2 i_2$   $c_2 a_1 i_2$   
 $c_1 a_3 i_1$   $c_1 a_2 i_1$   $c_1 a_1 i_1$

Mayor Mayor

$$q_I = c_3 a_1 i_3 + c_2 a_2 i_2 + c_1 a_3 i_1$$

Mayor Menor

$$q_{II} = c_3 a_1 i_3 + c_2 a_2 i_2 + c_1 a_3 i_1$$

$q_I > q_{II}$  ; En igualdad de áreas totales y de valores de  $i$   
 $C_I > C_{II}$

5.6 Polaris: Escribimos la ecuación de la influencia de la forma de la arena en el valor de C

En cualquier forma es necesario tener idea de los valores básicos de C en relación con la calidad de superficie

Superficie	Valor de C
Techos impermeables	0.70 a 0.95
Pavimentos de asfalto en buenas condiciones	0.85 a 0.90
Pavimentos de piedra de ladrillo con juntas bien cementadas	0.75 a 0.85
Pavimentos de piedra o de ladrillo con juntas en malas condiciones	0.50 a 0.70
Pavimentos de bloques de mala calidad	0.40 a 0.50
Superficies no pavimentadas	0.10 a 0.30
Parques, jardines, dependientes del sub suelo y de la pendiente	0.05 a 0.25

Sewerage and Sewage Disposal  
 A Text Book  
 Metcalf and Eddy  
 Mc Graw Hill

Al hacer una estimación de C para el final del periodo de diseño, se puede obtener un valor aproximado, de este factor, formando "porcientos equivalentes de área totalmente impermeable"

Por ejemplo, si se supone que en el futuro:

15% del area será cubierta con techos para los cuales C=0.95

30% " " " " " pavimentos " " " C=0.90

40% " " " " " prados " " " C=0.15

15% " " " " " jardines " " " C=0.10

100%

$$\begin{array}{r}
0.15 \times 0.95 = 0.1425 \\
0.30 \times 0.90 = 0.2700 \\
0.40 \times 0.15 = 0.0600 \\
0.15 \times 0.10 = 0.0150 \\
\hline
0.4875
\end{array}$$

Aprox 0.5

En el caso en que  $C$  se considere variable, la  $t_2$  14  
duración de las tormentas tiene efecto  
en el escurrimiento:

La duración de la tormenta que causen  
condiciones de inundación es menor que el  $t_2$ ,  
al que máximo puede tener lugar cuando  
no toda el área contribuye al gasto  
del frente en estudio.

Esto tiene que tomarse en cuenta en las  
áreas muy grandes.

La intensidad puede considerarse la máxima  
en todo el área, para áreas menores de 1000 acres.

Como relación con los valores de  $C$ , los  $t_2$  de las  
tormentas fuertes que se consideran constantes, basadas  
que su valor depende de la cantidad del viento.

Al considerar  $C$  variable en el  $t_2$ ,  
habría que considerar:

Coefficiente de rotación

" de rotación

Toda esta factor puede considerarse  
involucrada, al considerar un porcentaje  
de área totalmente impermeable

Esta idea conduce al concepto de  
coeficiente de impermeabilidad de tormenta  
de forma efectiva, como resultado de  
ordenamiento realizado por H. H. H. y maestros  
en el texto

Sewerage and Sewage Treatment  
Methods and Design  
McGraw Hill  
2nd Edition 1930

El resultado de los estudios queda sintetizado en la tabla

"COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO PARA AREAS RECTANGULARES 1:4, DE DIVERSAS IMPERMEABILIDADES"

que se adjunta en el ejemplo de proyecto

Tratando de resumir los estudios de Horner, se puede observar, que de acuerdo con las experiencias y teoría de ese autor,  $C$  tiene un valor fijo.  $f$  tal como se estimó cuando se consideró constante, y como "% de área totalmente impermeable".

Luego hay que modificarlo de acuerdo con la tabla, a medida que los tiempos de duración de la intensidad considerada aumentan (a medida que los  $t_c$  aumentan).

Para que resulte práctico el tomar en cuenta este efecto, es conveniente hacer uso de gráficas tales como las que se presentan en el ejemplo de proyecto.



### 5.7 Estimacion de los gastos de proyecto

El periodo de recurrencia seleccionado depende del grado de proteccion que se puede dar al sistema.

Otra vez seleccionado y obtenida la expresion de  $i$ , los gastos se obtienen mediante el uso de la expresion

$$Q = \sum C_i$$

"haciendo llover" con una duracion igual al tiempo de concentracion del area acumulada con si de cada tramo.

*[Handwritten mark]*

17

Estimación de gastos de proyecto

Ejemplo

Datos

Sistema de alcantarillado pluvial de la población  
como diagrama se adjunta.

Área tributaria Norte - - - - - 47.15 Hcs

Tiempo de concentración de la  
 área tributaria Norte - - - - - 40 minutos

Impermeabilidad del área  
 tributaria Norte - - - - - 40%

Impermeabilidad del área de proyecto - - - - - 30%

C constante con el tiempo

Por ser una población relativamente pequeña  
 se estima conveniente no descargar el agua en  
 de las bajadas pluviales directamente a las alcantarillas,  
 sino a las alcantarillas de las calles. Con esto  
 se tiene costo menor y el gasto de proyecto  
 de cada tramo será el del extremo aguas  
 arriba.

Para facilitar ella se localizarán coladeras  
 en tal forma que el recorrido del agua no  
 sea de 120 a 240 m sin cruzar la calle  
 con lo cual se tendrá un tiempo de llegada  
 de apr. 90 minutos.



(78) sin X

De las lluvias de 1930, las de abril y septiembre - mostraron las máximas alturas; para determinar cuál representa a todo el año, se comparan los incrementos de altura de precipitación para diferentes periodos, escogiendo aquella que presente los mayores.

Comparación

Abril

Septiembre

de 5 en 5 minutos

3.8 - 0.0 = 3.8
8.4 - 3.8 = 4.6
12.2 - 8.4 = 3.8
16.5 - 12.2 = 4.3
21.1 - 16.5 = 4.6
23.1 - 21.1 = 2.0
24.9 - 23.1 = 1.8
26.2 - 24.9 = 1.3
26.7 - 26.2 = 0.5
27.7 - 26.7 = 1.0
<u>34.0 - 27.7 = 3.1</u>
2
<u>36.8 - 34.0 = 0.7</u>
4

5.1 - 0.0 = 5.1
6.3 - 5.1 = 1.2
8.6 - 6.3 = 2.3
14.7 - 8.6 = 6.1
<u>31.5 - 14.7 = 16.8</u>
41.9 - 31.5 = 10.4
47.8 - 41.9 = 5.9
58.9 - 47.8 = 11.1
62.7 - 58.9 = 3.8
70.9 - 62.7 = 8.2
<u>83.1 - 70.9 = 6.1</u>
2
<u>90.4 - 81.3 = 2.2</u>
4

Precipitaciones excesivas - Población B

Máximas precipitaciones anuales en mm para duración de:

minutos

	5 min.	10 min.	15 min.	20 min.	30 min.	45 min.	60 min.	80 min.	100 min.	120 min.
1899	8.9	14.0	19.0	20.8						
900	6.6	10.4	13.5	16.5	18.8	20.8	22.9	----		
1	12.2	19.1	25.9	30.5	45.2	60.2	71.4	74.2		
2	11.4	17.8	20.8	23.9	26.2	25.6	29.5	24.6	28.4	
3	12.4	22.4	26.4	32.0	46.2	63.2	74.2	79.2		
4	8.9	17.5	26.2	28.7	20.8	24.4	32.5	39.4		
5	8.4	17.5	19.8	17.0	26.2	33.8	44.7	57.4	68.3	81.0
6	7.4	12.7	18.0	19.5	24.9	36.8	38.3	52.3	58.9	
7	8.1	14.2	20.6	10.2	14.5	21.3	26.7	----		
8	10.7	18.3	24.1	27.4	27.2	32.0	----	----	81.3	
9	11.2	21.6	26.1	30.2	36.8	44.7	54.3	68.8		
10	12.9	18.8	26.9	30.7	37.1	42.9	38.9	----		
11	9.4	18.3	24.9	32.2	48.8	64.0	67.3	40.6		
12	8.1	13.5	18.5	23.1	27.9	30.0	43.2	54.3	59.9	
13	6.8	11.9	14.5	17.0	23.4	----	----	----		
14	8.6	16.2	21.8	24.9	30.7	37.3	25.4	33.8		
15	10.4	16.2	17.3	19.0	28.4	37.6	68.6	49.3	51.3	
16	5.0	8.6	11.9	14.7	17.5	----	----	----		
17	9.6	14.7	20.8	26.4	33.3	26.7	30.2	35.3		
18	11.4	14.7	17.5	19.6	24.6	38.6	43.7	58.8	56.6	
19	10.2	16.0	21.6	25.4	32.0	26.9	33.5	43.4	45.2	
20	9.9	18.5	22.9	27.2	31.2	29.2	34.0	30.2		
21	11.7	20.3	25.6	31.7	37.6	54.1	37.3	38.3		
22	9.4	17.0	18.5	20.8	24.9	37.1	----	----		
23	6.6	12.7	14.5	17.8	27.7	22.1	27.4	----		
24	11.9	20.6	24.1	25.9	28.9	----	----	----		
25	9.4	18.5	23.4	16.0	18.3	25.9	31.5	41.1	46.2	
26	8.9	17.0	23.1	26.2	31.2	30.7	----	----		
27	11.9	20.6	23.4	36.3	47.2	33.8	38.9	----		
28	8.4	11.7	14.2	16.0	21.1	16.2	22.6	----		
29	11.2	19.0	26.9	35.5	38.9	29.2	34.3	----		
30	15.8	27.2	35.0	44.2	56.1	74.4	83.1	90.4	94.0	
31	9.1	12.7	16.2	19.3	22.6	26.9	----	----		
32	9.9	15.5	19.6	20.3	23.9	22.1	30.2	35.3	40.9	
33	8.4	16.0	20.8	23.6	31.5	38.9	39.6	39.9	----	
34	9.4	13.7	16.0	20.1	25.1	32.0	36.3	40.6	45.2	48.5
35	15.0	15.0	29.7	31.0	32.0	43.2	45.7	50.5	61.5	67.8

## Análisis de datos.

De todas las precipitaciones hechas en 1930, se seleccionaron las de alturas máximas hechas en Abril y Septiembre, para consignar en la Tabla

### "Registros de alturas máximas"

Haciendo diferencias de 5 en 5 minutos, tanto para la lluvia de Abril como para la de Sept., resultó mayor la de Sept., con un valor de 16.8 mm.

En la misma forma se analizaron de 10 en 10 minutos, y resultó mayor la de Sept. con un valor de 27.2 mm.

Para 15 en 15 minutos - - - 35.0 mm.  
etc

Valores que se pueden ver en la Tabla

### "Precipitaciones específicas, en el año de 1930"

Para cada minuto de los 24 años se hizo lo mismo y los resultados aparecen en la Tabla de precipitaciones específicas.

Después se calculan las intensidades en mm por hora para cada duración

Ej: Para 5 minutos  $\frac{H \times 60}{5} = H \times 12$

Los resultados están en la tabla de datos básicos

(24)

Se ordenan por magnitud.  
Ver Tabla de datos ordenados.

Análisis de frecuencias para 5 minutos de duración

$$\begin{array}{r} 202 \\ - 60 \\ \hline 142 \text{ mm} \end{array}$$

Num. de intervalos; por ejemplo 11  
Amplitud del intervalo.

$$\frac{142}{11} = 14$$

Se clasifican obteniendo frecuencia.

Se puede separar una distribución por  
y verificar gráficamente

# Tabla 4

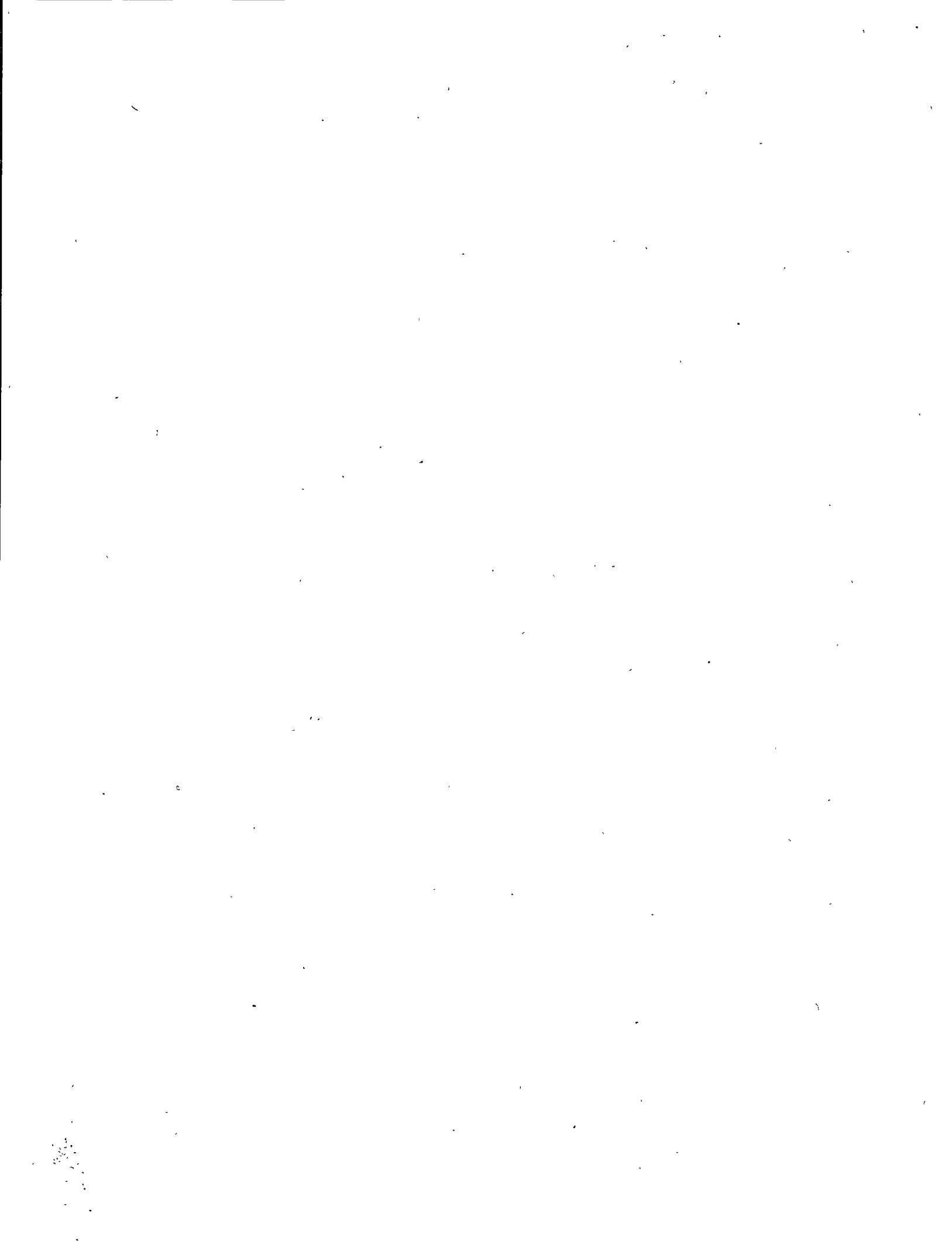
20

## Tabla de datos ordenados

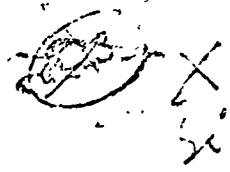
De la tabla anterior hacemos la siguiente, ordenando las intensidades por su valor, ya sin importarnos el año en que acontecieron:

	5 min	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min	80 min
1	60.0	51.6	47.6	30.6	29.0	21.6	22.6	18.5
2	79.2	62.4	54.0	44.1	35.0	27.7	22.9	22.7
3	79.2	70.2	56.8	49.0	36.6	28.4	25.4	25.0
4	81.6	71.4	58.0	48.0	37.6	29.5	26.7	25.4
5	88.8	76.2	58.0	49.5	41.6	29.5	27.4	26.5
6	97.2	76.2	64.0	51.0	42.2	32.5	29.5	28.7
7	97.2	76.2	64.8	51.0	45.2	34.1	30.2	29.6
8	100.8	81.0	69.2	53.4	46.8	34.5	30.2	29.9
9	100.8	82.0	70.0	57.0	47.8	35.6	31.5	30.5
10	100.8	84.0	72.0	57.0	49.2	35.9	32.5	30.5
11	103.2	85.0	74.0	58.5	49.8	35.9	33.5	30.8
12	106.8	88.2	74.0	58.8	49.8	38.9	34.0	32.0
13	106.8	88.7	76.0	60.3	50.2	38.9	34.3	37.0
14	106.8	90.0	78.4	60.9	52.4	40.0	36.3	37.9
15	109.2	93.0	79.2	62.4	52.4	40.9	37.3	39.2
16	112.8	96.0	82.4	62.4	54.4	42.6	38.3	40.7
17	112.8	96.0	83.2	69.3	55.4	42.7	38.9	43.1
18	112.8	97.2	83.2	70.8	55.8	45.1	38.9	44.1
19	112.8	97.2	83.2	71.7	56.8	45.1	39.6	51.6
20	115.2	102.0	86.4	74.7	57.8	49.1	43.2	55.7
21	118.8	102.0	87.2	76.2	61.4	49.5	43.7	59.4
22	118.8	105.0	91.6	77.7	62.4	49.7	44.7	67.8
23	122.4	105.0	92.4	78.6	62.4	50.1	45.7	
24	124.8	106.8	93.6	79.2	63.0	51.5	54.3	
25	128.4	109.8	96.4	81.6	64.0	51.9	67.3	
26	134.4	109.8	96.4	82.2	64.0	57.2	68.6	
27	134.4	111.0	99.6	86.1	66.6	57.6	71.4	
28	136.8	111.0	102.4	90.6	73.6	59.6	74.2	
29	136.8	112.8	103.6	91.5	74.2	72.1	83.1	
30	140.4	114.0	104.4	92.1	75.6	80.3		
31	142.8	114.6	104.8	93.0	77.8	84.3		
32	142.8	121.8	105.6	95.1	90.4	85.3		
33	146.4	123.6	107.6	96.0	92.4	99.2		
34	148.8	123.6	107.6	96.6	94.4			
35	154.8	129.6	113.6	106.5	97.6			
36	180.0	134.4	118.8	108.9	112.2			
37	201.6	163.2	140.0	132.6				





# Tabla de datos básicos



## POBLACION B

Intensidades en mm/hr. para diversos valores de t.

	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1899	106.8	84.0	76.0	62.4						
1900	79.2	62.4	54.0	49.5	37.6	27.7	22.9			
1	146.4	114.6	103.6	91.5	90.4	80.3	71.4	55.6		
2	136.8	106.8	83.2	71.7	52.4	34.1	29.5	18.5	17.0	
3	148.8	134.4	105.6	96.0	92.4	84.3	74.2	59.4		
4	106.8	105.0	104.8	86.1	41.6	32.5	32.5	29.5		
5	100.8	105.0	79.2	51.0	52.4	45.1	44.7	43.0	41.0	40.5
6	88.8	76.2	72.0	58.5	49.8	49.1	38.3	39.2	35.3	
7	97.2	85.2	82.4	30.6	29.0	28.4	26.7			
8	128.4	109.8	96.4	82.2	54.4	42.6				
9	134.4	129.6	104.4	90.6	73.6	59.6	54.3	51.6		
10	154.8	112.8	107.6	92.1	74.2	57.2	38.9			
11	112.8	109.8	99.6	96.6	97.6	85.3	67.3	50.4		
12	97.2	81.0	74.0	69.3	55.8	40.0	43.2	40.7	35.9	
13	81.6	71.4	58.0	51.0	46.8					
14	103.2	97.2	87.2	74.7	61.4	49.7	25.4	25.3		
15	124.8	97.2	69.2	57.0	56.8	50.1	68.6	37.0	30.8	
16	60.0	51.6	47.6	44.1	35.0					
17	115.2	88.2	83.2	79.2	66.6	35.6	30.2	25.0		
18	136.8	88.2	70.0	58.8	49.2	51.5	43.7	44.1		
19	122.4	96.0	86.4	76.2	64.0	35.9	33.5	32.5	27.1	
20	118.8	111.0	91.6	81.6	62.4	38.9	34.0	22.6		
21	140.4	121.8	102.4	95.1	75.6	72.1	37.3	28.7		
22	112.8	102.0	74.0	62.4	49.8	49.5				
23	79.2	76.2	58.0	53.4	55.4	29.5	27.4			
24	142.8	123.6	96.4	77.7	57.8					
25	112.8	111.0	93.6	48.0	36.6	34.5	31.5	30.8	27.7	
26	106.8	102.0	92.4	78.6	62.4	40.9				
27	142.8	123.6	113.6	108.9	94.4	45.1	38.9			
28	100.8	70.2	56.8	48.0	42.2	21.6	22.6			
29	134.4	114.0	107.6	106.5	77.8	38.9	34.3			
30	201.6	163.2	140.0	132.6	112.2	99.2	83.1	67.8	54.2	
31	109.2	76.2	64.8	57.9	45.2	35.9				
32	118.8	93.0	78.4	60.9	47.8	29.5	30.2	26.5	21.2	
33	100.8	96.0	83.2	70.8	63.0	51.9	39.6	29.9	23.9	
34	112.8	82.2	64.0	60.3	50.2	42.7	36.3	30.4	24.4	24.2
35	180.0	90.0	118.8	93.0	64.0	57.6	45.7	37.9	30.3	33.9

32

MARCA X (1)	f (2)	$\frac{100f}{N}$ (3)	$\log X$ (4)	$\frac{100f}{N} \log X$ (5)	$\log X_g$ = $\log X - \log M_g$ (6)	$\log^2 X_g$ (7)	$\frac{100f}{N} \log^2 X_g$ (8)
70	3	8.108	1.84510	14.96000	-0.21168	0.04523	0.36672
91	7	18.000	1.95904	37.06310	-0.09774	0.00953	0.18030
112	13	35.135	2.04922	71.99934	-0.00756	0.00006	0.00211
133	9	24.324	2.12385	51.66053	+0.06707	0.00450	0.10946
154	3	8.108	2.18752	17.73641	+0.13074	0.01709	0.13857
175	1	2.703	2.24304	6.06294	+0.15626	0.03469	0.09377
196	1	2.703	2.29226	6.19598	+0.23548	0.05545	0.14988
	37	100.00		205.67830			1.04080

Calculo de  $M_g$  y  $\sigma_g$

$$\log M_g = \frac{\sum f \log X}{N} = \frac{205.6783}{100} = 2.056783 ; M_g = 113.966$$

$$\log \sigma_g = \sqrt{\frac{\sum f \log^2 X_g}{N-1}} = \sqrt{\frac{\sum (8) N}{100(N-1)}} = \sqrt{\frac{1.0408037}{100 \cdot 36}} = 0.10343$$

$$\sigma_g = 1.26891$$

$$M_g \sigma_g = 144.615$$

$$M_g / \sigma_g = 89.816$$

## TABLA DE FRECUENCIAS.

Frontera Inf.	Limite Inf.	Marca	Limite Sup.	Front. Sup.	Frecuen cia	Frec. Acum.	%	Cumulo Fajo
59.5	60	66.5	73	73.5	1	1	2.7	1.35
73.5	74	80.5	87	87.5	3	4	10.81	6.75
87.5	88	94.5	101	101.5	6	10	27.0	18.90
101.5	102	108.5	115	115.5	10	20	54.0	40.50
115.5	116	122.5	129	129.5	5	25	67.57	60.78
129.5	130	136.5	143	143.5	7	32	86.49	77.03
143.5	144	150.5	157	157.5	3	35	94.59	99.54
157.5	158	164.5	171	171.5	0	35	94.59	94.59
171.5	172	178.5	185	185.5	1	36	97.30	95.95
185.5	186	192.5	199	199.5	0	36	97.30	97.30
199.5	200	206.5	213	213.5	1	37	100.00	98.65

Cuando, mediante la gráfica, se ha visto que a los datos se puede ajustar una recta, o que los datos pueden ser representados por una distribución teórica geométrica de frecuencias, entonces se calculan los parámetros  $Mg$  y  $\sigma_g$ .

Son puntos de la curva teórica

$Mg \sigma_g$  con 84.1

$Mg$  " 50%

$Mg/\sigma_g$  " 15.9%

En la tabla en que aparecen los cálculos para  $\sigma_g$  y  $Mg$  de 5 minutos

$$\log Mg = \frac{\sum f \log X}{N} = \frac{205.6783}{100} = 2.056783$$

$Mg = 113.968$

La columna (3) dice  $\frac{100f}{N}$

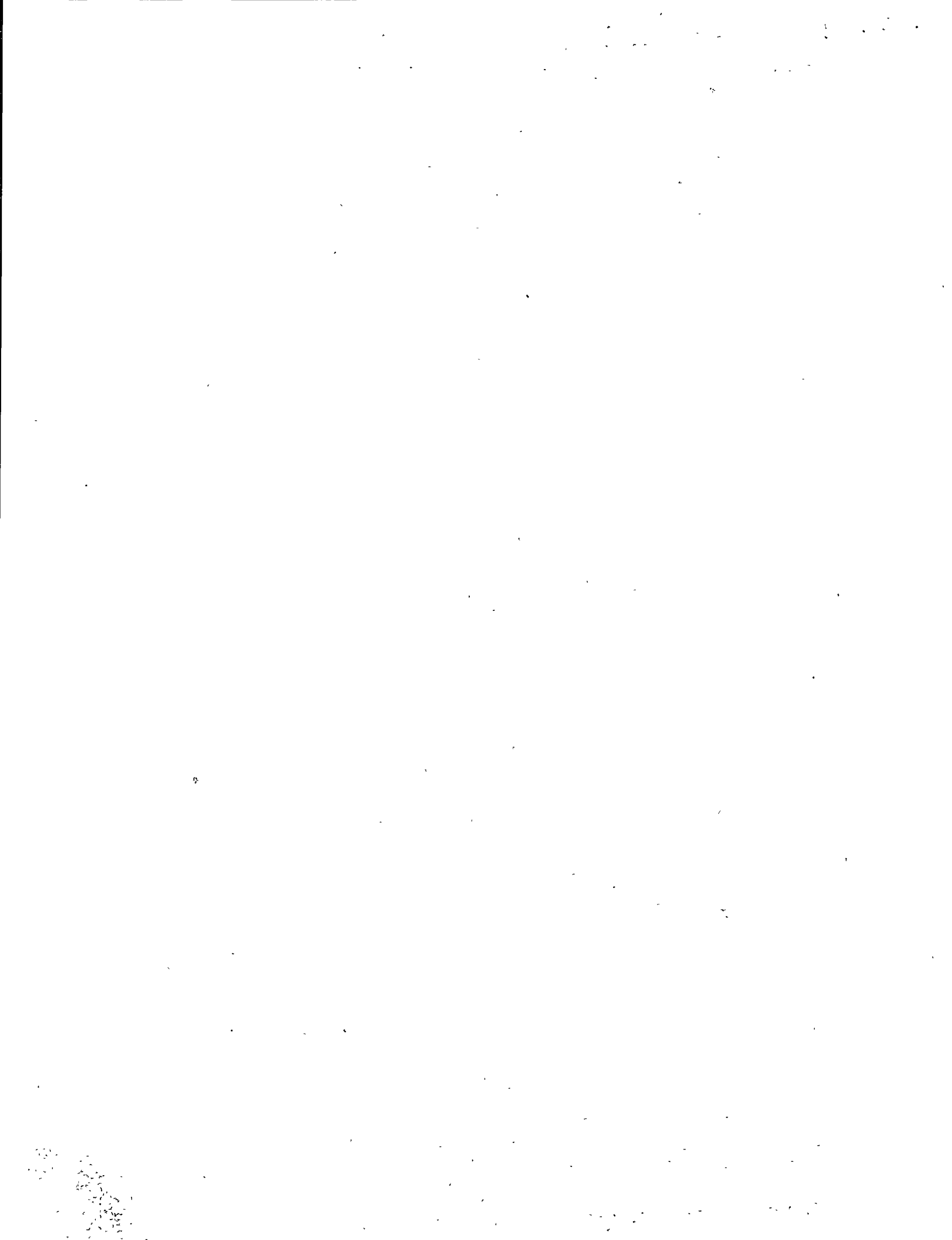
Para obtener  $\frac{f}{N}$  en decimales hay que dividir entre 100

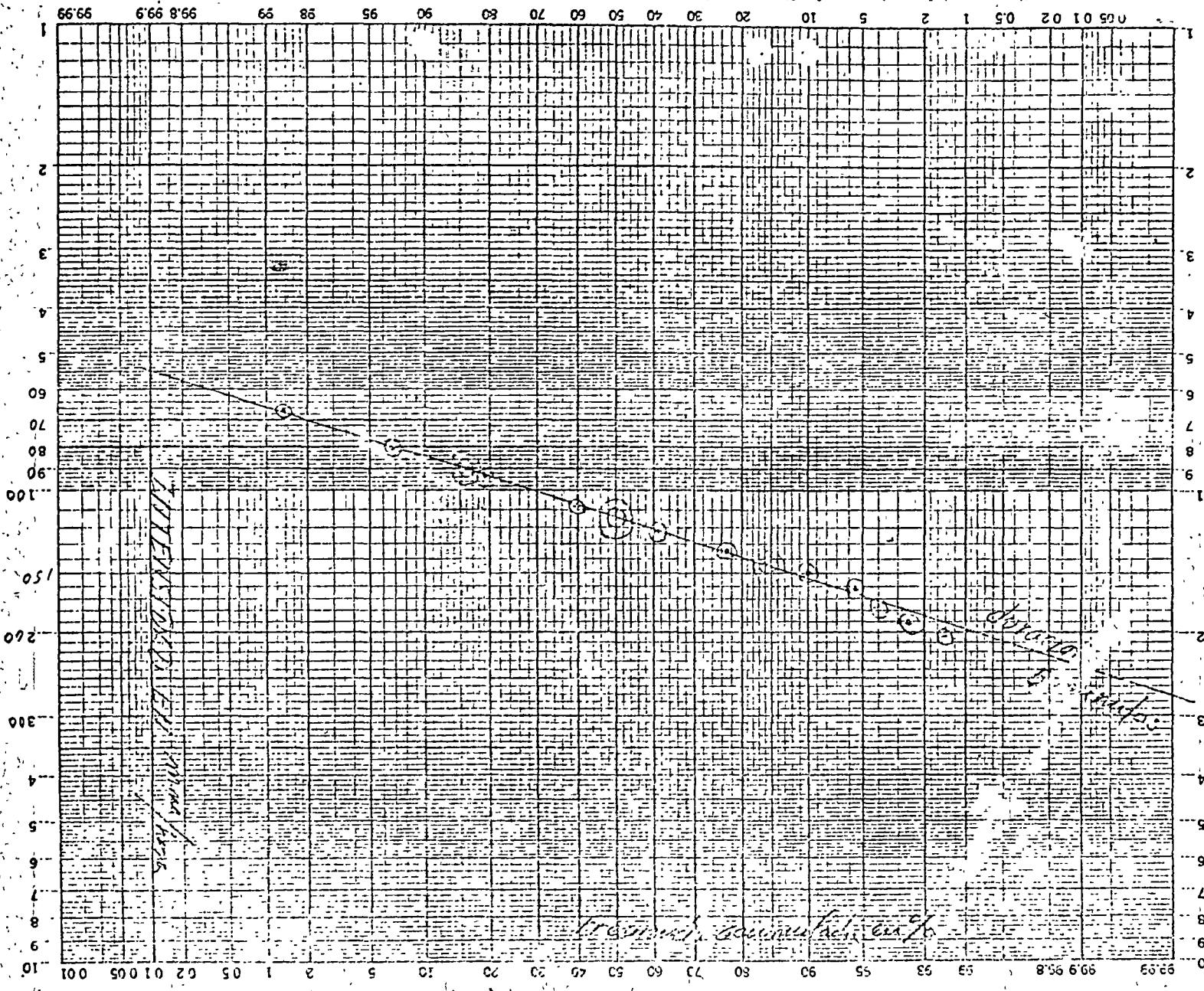
$$\log \sigma_g = \sqrt{\frac{\sum f \log^2 X_g}{N-1}}$$

En la columna (8) se tiene  $\frac{100f}{N} \log^2 X_g$

Hay que multiplicar por  $N$  y dividir entre  $N-1$

Para obtener  $\sigma_g = 1.26891$





100 ft. - 100 ft. - 100 ft.

(52)

0.05 0.1 0.2 0.5 1 2 5 10 20 30 40 50 60 70 80 90 99.99

0.01 0.05 0.1 0.2 0.5 1 2 5 10 20 30 40 50 60 70 80 90 99.99

46 2043

100 ft. - 100 ft. - 100 ft.

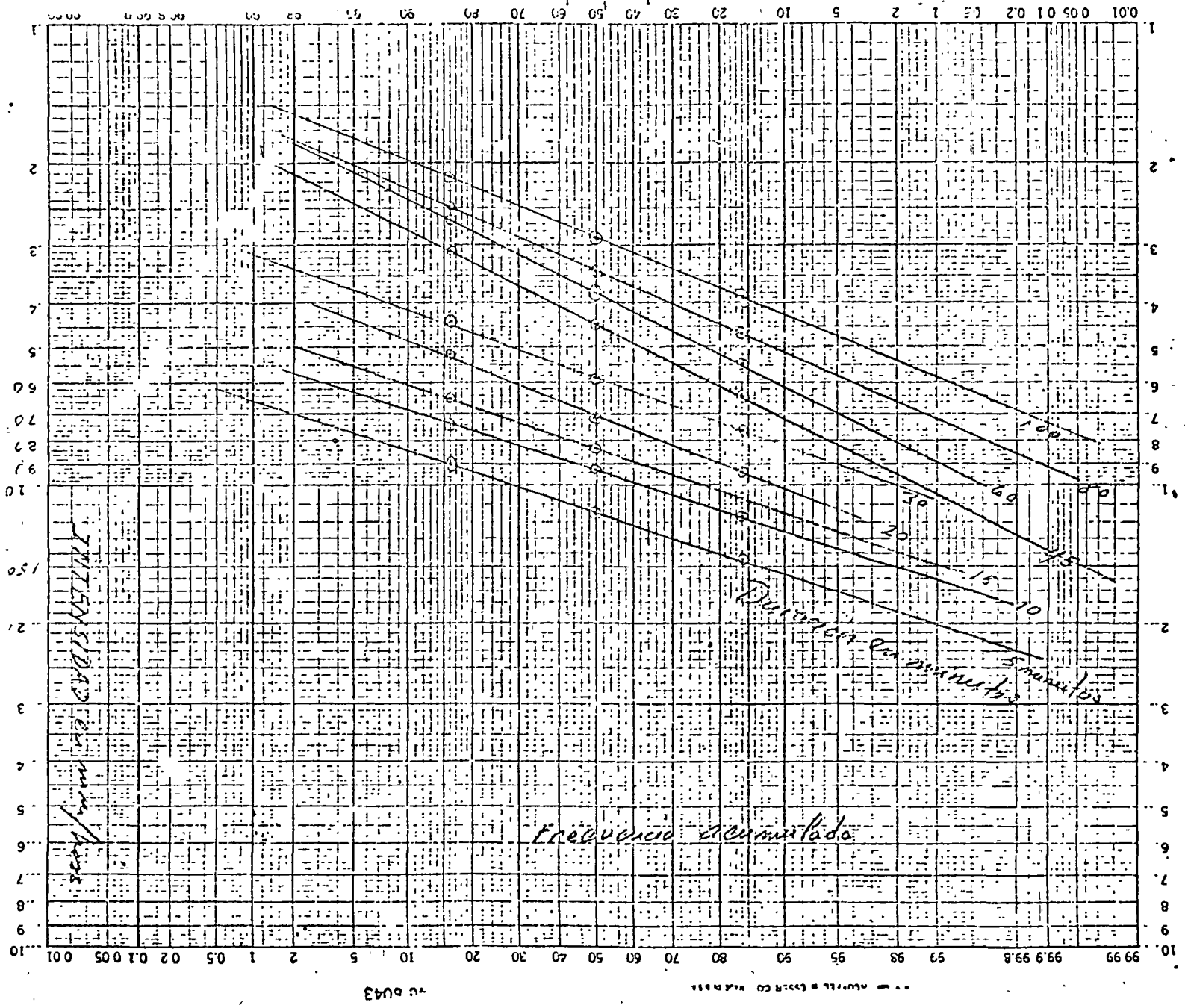
Trazar la recta de Meyer a este

En la misma forma en que se procedió para 5 minutos, se procede para 10, 15, etc.

Resumen

min	g	g	Mg/g	Mg/g
5	113.96	1.27	144.73	89.73
10	93.12	1.265	117.80	73.61
15	83.66	1.292	108.13	64.72
20	70.78	1.330	94.14	53.22
30	57.63	1.320	76.36	43.49
45	44.66	1.439	64.29	31.02
60	38.30	1.433	54.90	26.73
80	34.47	1.376	47.43	25.06
100	29.08	1.342	38.98	21.63





C. J. ...

Como se selecciona la frecuencia de proyectos.

Fair-Geyer-Okun

Pag 96, Tomo 1. Version en español

"En distritos de alto valor mercantil, los sistemas de drenaje primario pueden hacerse suficientemente grandes, pero a un costo y mantenimiento superficial de la ciudad parte de los permisos excepto los raras que se realizan a un tiempo solo una vez en 5, 10, 20 y aun 100 años."

"Mientras que a los sistemas para distritos residenciales y suburbanos se les puede suministrar drenes con una capacidad sea excedida 1 año de lluvias."  
"La frecuencia de proyecto depende del grado de protección.  
La frecuencia de proyecto está limitada por la capacidad económica."

Suponiendo que para un distrito de alta capacidad de protección esta limitada por una capacidad económica con un tiempo de vida de una población total de 10 años de vida, podemos tomarla como una zona residencial de un año de vida, tendríamos entonces la expresión de que solo fueran ejecutados o ejecutados

O una vez en 5 años

O una vez en 2 años

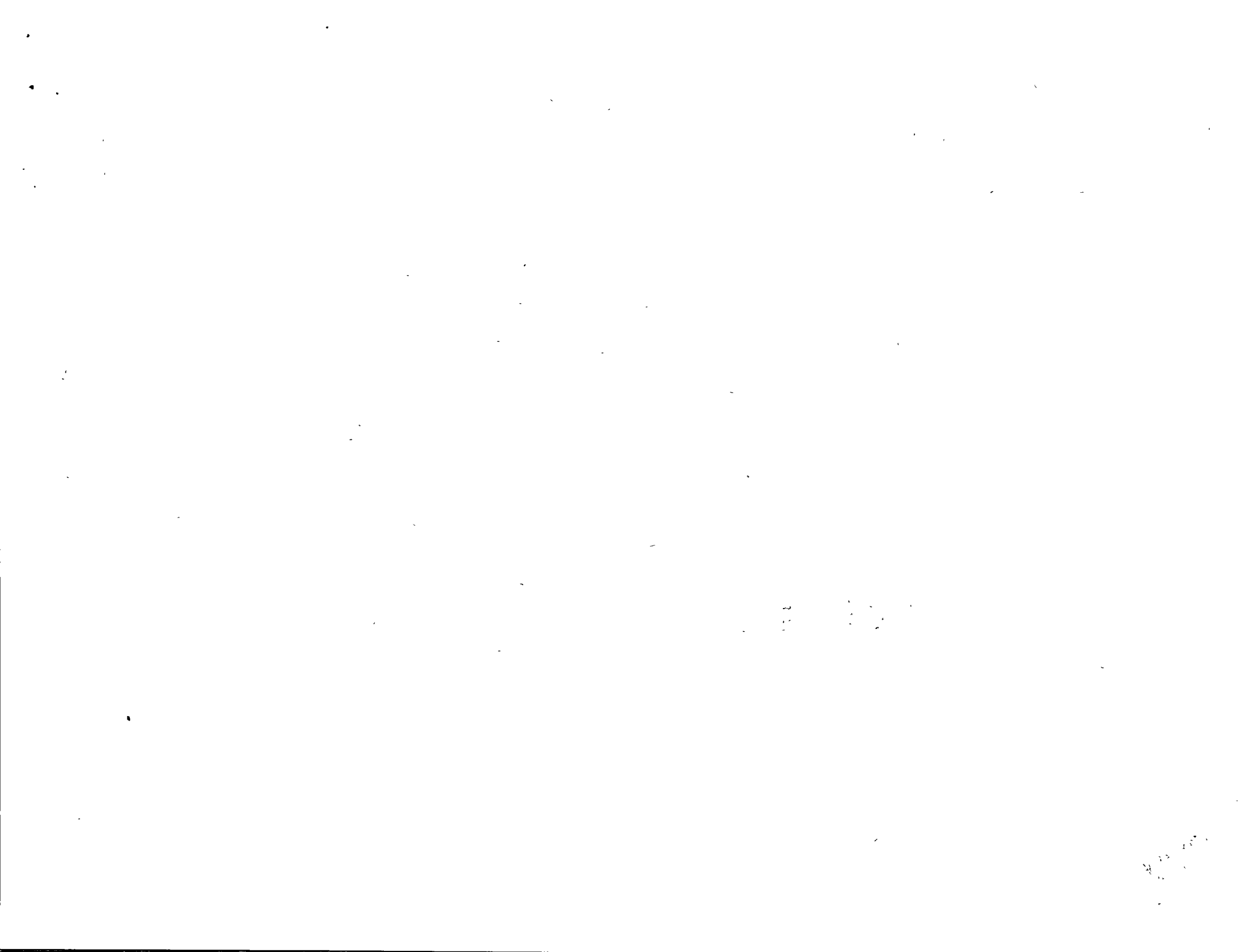
# Tabla 6

## COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO PARA AREAS RECTANGULARES 1:4 DE DIVERSAS IMPERMEABILIDADES.

tc (min)	% de Área Impermeable										
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
10	0.149	0.189	0.229	0.269	0.309	0.350	0.390	0.430	0.470	0.510	0.550
20	0.236	0.277	0.318	0.360	0.401	0.442	0.483	0.524	0.566	0.607	0.648
30	0.287	0.392	0.372	0.414	0.457	0.499	0.541	0.584	0.626	0.669	0.711
45	0.334	0.377	0.421	0.464	0.508	0.551	0.594	0.638	0.681	0.725	0.768
60	0.371	0.415	0.458	0.502	0.546	0.590	0.633	0.677	0.721	0.764	0.808
75	0.398	0.442	0.486	0.530	0.574	0.618	0.661	0.705	0.749	0.793	0.837
90	0.422	0.465	0.509	0.552	0.596	0.639	0.682	0.726	0.769	0.813	0.856
105	0.445	0.487	0.530	0.572	0.615	0.657	0.699	0.742	0.784	0.827	0.869
120	0.463	0.505	0.546	0.588	0.629	0.671	0.713	0.754	0.796	0.837	0.879
135	0.473	0.521	0.561	0.601	0.642	0.683	0.724	0.765	0.805	0.846	0.887
150	0.495	0.535	0.574	0.614	0.654	0.694	0.733	0.773	0.813	0.852	0.892
180	0.522	0.560	0.598	0.630	0.674	0.713	0.751	0.789	0.827	0.865	0.903

(68)

3/2

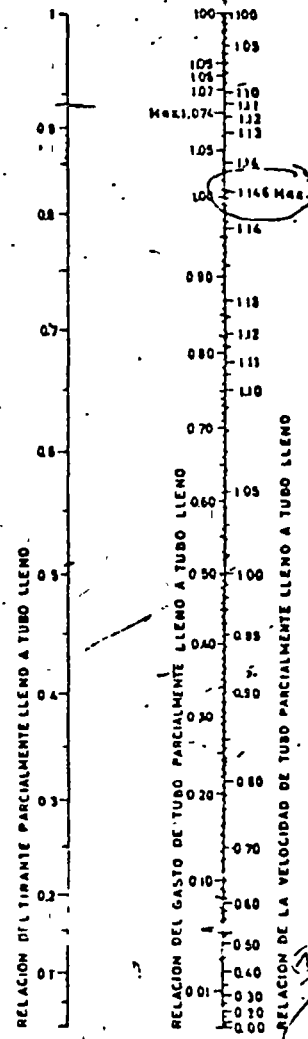
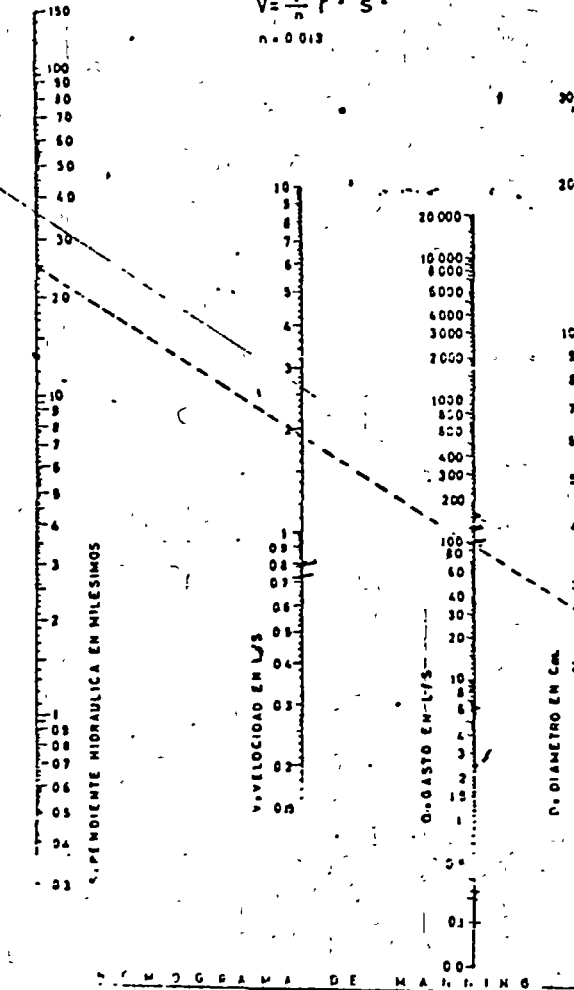
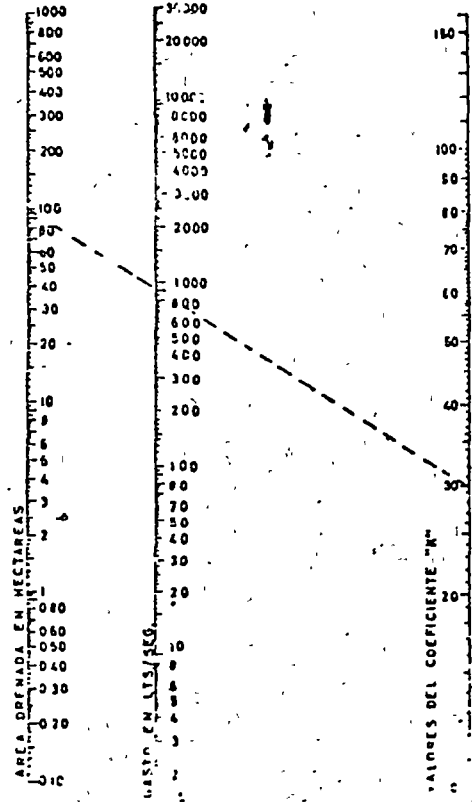




ESCUELA DE INGENIERIA I.C.A.Z.

$Q = KA^2$

$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$   
 $n = 0.013$



NOMOGRAMA DE BURKLI-DEGIELF

NOMOGRAMA DE MANNING

RELACION DE LOS ELEMENTOS HIDRAULICOS DEL TUBO CIRCULAR

1 9 6 4  
 DIVISION DE INGENIERIA  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA SANITARIA

... es en milis.

578 - 1  
 ...  
 17 milis



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

CAUDAL DE AGUAS PLUVIALES  
(CONTINUACION)

ING. FRANCISCO MONTEJANO U.

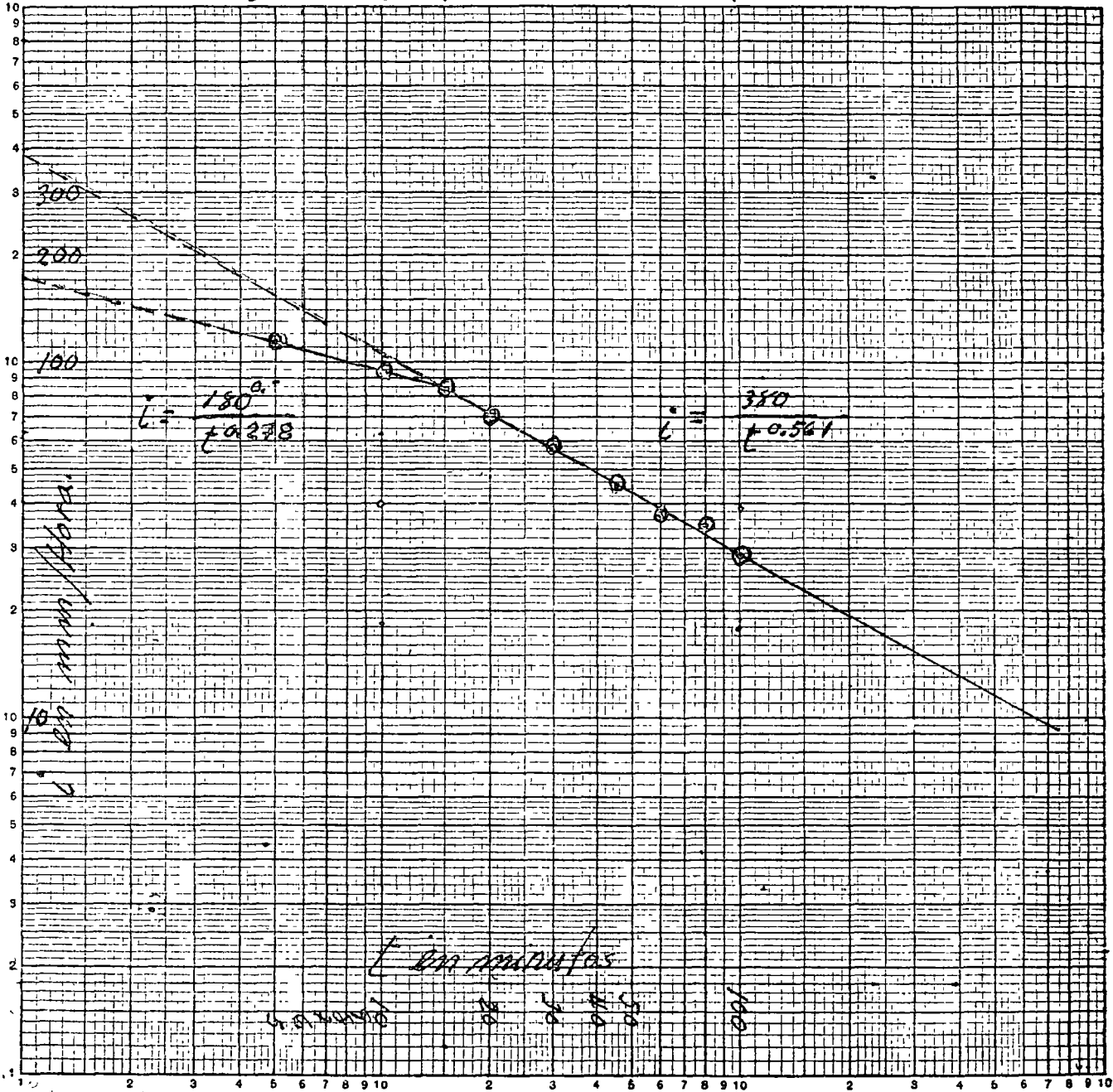
JULIO/77

TABLA DE FRECUENCIAS PARA LAS INTENSIDADES MAXIMAS DE 5 minutos

FRONTERA INFERIOR	LIMITE INFERIOR	MARCAS	LIMITE SUPERIOR	FRONTERA SUPERIOR	CONTEO	FRECUENCIA	FRECUENCIA ACUMULADA	%	CENTRO DE TAJA
59.5	60.0	70.0	80.0	80.5		3	3	8.71	4.06
80.5	81.0	91.0	101.0	101.5		7	10	27.03	17.57
101.5	102.0	112.0	122.0	122.5		13	23	62.17	44.60
122.5	123.0	133.0	143.0	143.5		9	32	86.50	74.34
143.5	144.0	154.0	164.0	164.5		3	35	94.60	90.55
164.5	165.0	175	185.0	185.5		1	36	97.31	95.96
185.5	186.0	196	206.0	206.5		1	37	100.00	98.60



Intensidad de 2 años  
 Valores de  $i$  que son iguales a los excedidos.  
 una vez en 2 años



LOGARITHMIC  
 5 X 7 CYCLES  
 KEUFFEL & ESSER CO  
 46 7402  
 MADE IN U.S.A.

10

100

392

10

10

Cálculo de los valores  $C_i$  de la expresión

3

$$Q = 2.7778 C_i A ; i = \frac{180}{t^{0.278}} \text{ por } t < 15 \text{ mins.}$$

$$i = \frac{380}{t^{0.561}} \text{ " } t > 15 \text{ min}$$

en la que  $i$  es intensidad de 2 años

$C$  variable con el  $t_d$

$C$  para rectángulos de área efectiva 1:4

con 36% de área impermeable

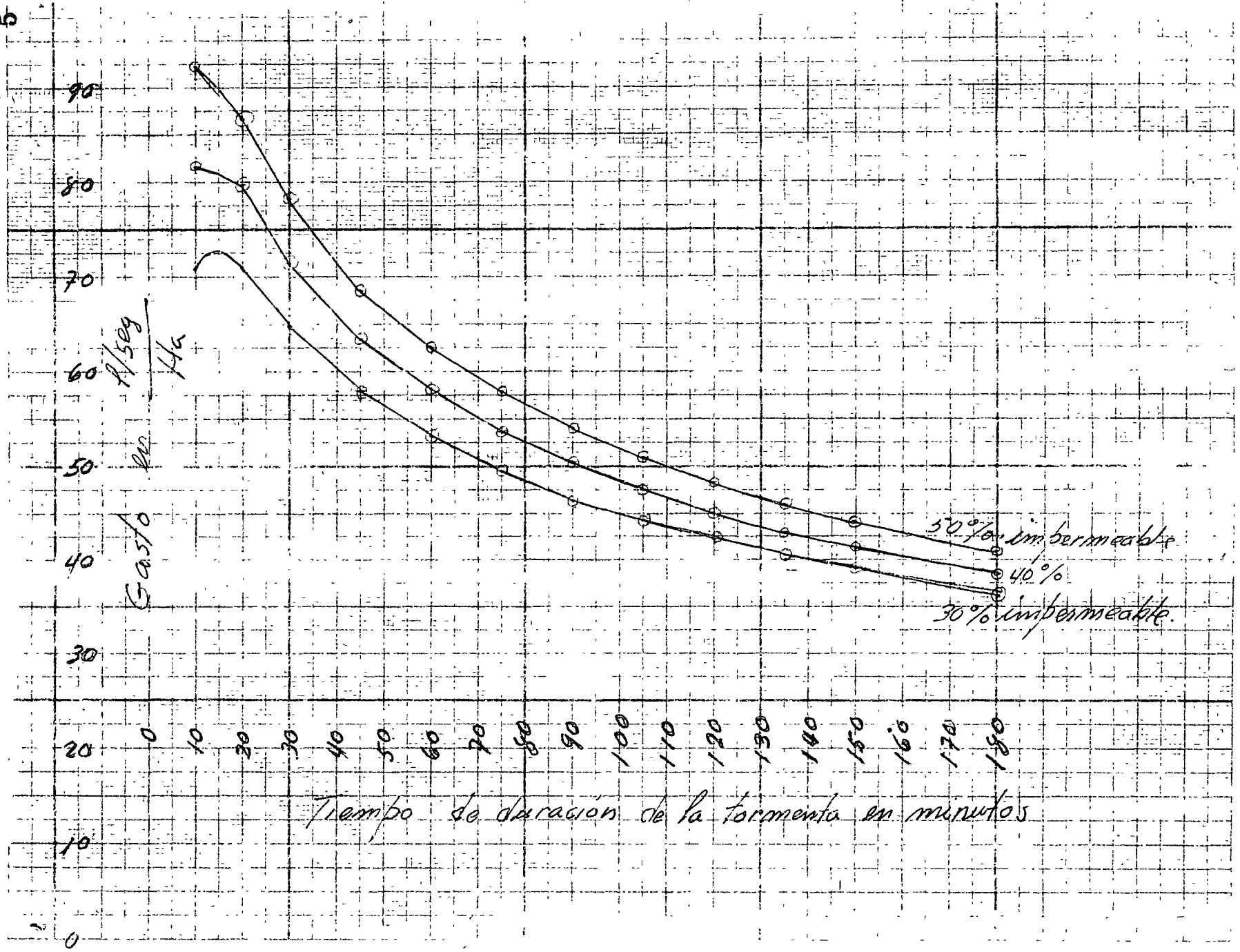
$t$ en minutos	$i$ en mm/hora	$C$	$C_i$	
			mm/hora	l/s/ha
10	94.90	0.269	25.53	70.91
20	70.78	0.360	25.48	70.78
30	56.38	0.414	23.34	64.84
45	44.91	0.464	20.84	57.88
60	38.22	0.502	19.19	53.30
75	33.72	0.530	17.87	49.64
90	30.44	0.552	16.80	46.67
105	27.92	0.572	15.97	44.36
120	25.90	0.588	15.23	42.30
135	24.25	0.601	14.57	40.48
150	22.86	0.614	14.04	38.99
180	20.63	0.630	13.00	36.10

Rectangulos 1:4 con 40% de area impermeable

$t$	$i$	$C$	$\frac{m_{max}/h_{max}}{E_i}$	$P15/H_{10}$
10	94.90	0.309	29.32	81.46
20	70.78	0.401		78.84
30	56.38	0.457		71.57
45	44.91	0.508		63.37
60	38.22	0.546		57.97
75	33.72	0.574		53.76
90	30.44	0.596		50.39
105	27.92	0.615		47.70
120	25.90	0.629		45.25
135	24.25	0.642		43.25
150	22.81	0.654		41.53
180	20.63	0.674		38.62

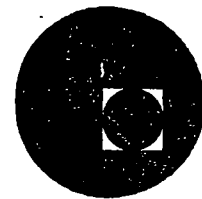
50% area impermeable

10	94.90	0.350		92.26
20	70.78	0.442		86.90
30	56.38	0.499		78.15
45	44.91	0.551		68.74
60	38.22	0.590		62.64
75	33.72	0.618		57.89
90	30.44	0.639		54.03
105	27.92	0.657		50.95
120	25.90	0.671		48.27
135	24.25	0.683		46.01
150	22.86	0.694		44.07
180	20.63	0.713		40.86

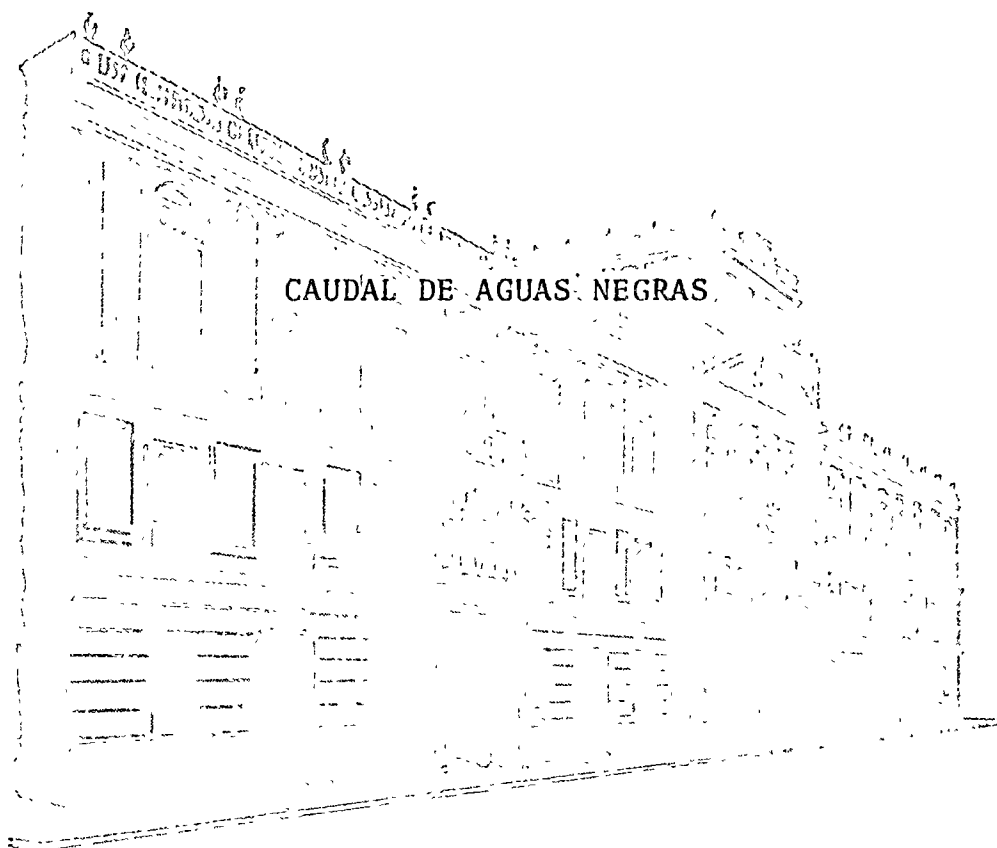




centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: "SISTEMAS DE ALCANTARILLADO"



M. en I. Gastón Mendoza Gámez  
Julio, 1977

## TEMA IV, CAUDAL DE AGUAS NEGRAS

Constituido por los aportes líquidos domésticos, comerciales e industriales y por la infiltración de aguas del subsuelo. La estimación del caudal presente y futuro es base para definir los diseños del sistema de colección de las aguas, de las estaciones de bombeo, de la planta de tratamiento y del sistema de disposición final de las aguas.

Las descargas controladas al sistema de alcantarillado son función de la población y el consumo de agua.

### 4.1. Estimaciones de población

Las predicciones de población son complejas. En realidad no se tienen soluciones exactas. Hay una serie de factores que pueden alterar el desarrollo demográfico de una comunidad y cuya evaluación no siempre se puede definir con anticipación, v.g. políticas de descentralización de actividades económicas, movimientos migratorios, nacimientos, incrementos en la esperanza de vida, descubrimiento de un nuevo recurso natural en la vecindad, desarrollo de nuevas industrias en la zona, el uso de la tierra, etc.

Las estimaciones de población se pueden tener a:

- (1) Corto plazo (hasta 10 años)
- (2) Largo plazo (10 a 50 años o más)

Los análisis se basan en datos de censos pasados de la comunidad, en datos de crecimiento de comunidades semejantes, en los índices de natalidad, mortalidad y migración.

#### 4.1.1. Estimación a corto plazo

Los métodos que se emplean son:

Progresión aritmética

Progresión geométrica

Tasa decreciente de crecimiento

Extensión gráfica

#### Progresión aritmética

Se basa en un incremento constante de la población

$$\frac{dP}{dt} = K_a$$

donde:

P población

t tiempo, en años

$K_a$  constante de la tasa de crecimiento aritmético

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}$$

y 
$$P = P_2 + K_a (t - t_2)$$

P población en el tiempo t

.Progresión geométrica o tasa de crecimiento con porcentaje cons\_  
tante

$$\frac{dP}{dt} = k_g P$$

donde

$k_g$  constante de la tasa de crecimiento geométri\_  
co

$$k_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1}$$

$$\log P = \log P_2 + k_g (t - t_2)$$

.Tasa decreciente de crecimiento

Se acepta una tasa variable de cambio

$$\frac{dP}{dt} = K_d (Z - P)$$

donde

Z valor de saturación o límite de la población,  
que se debe estimar

$K_d$  constante de la tasa decreciente

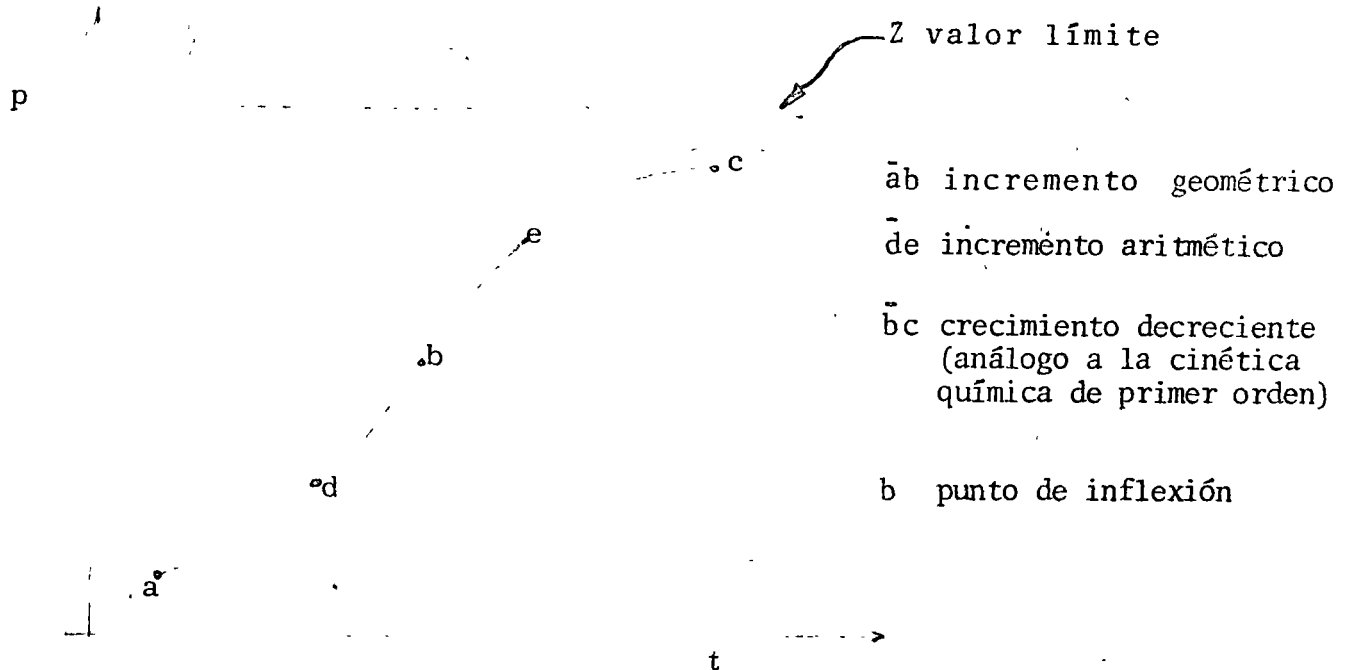
$$K_d = \frac{\ln \frac{Z - P_2}{Z - P_1}}{t_2 - t_1}$$

y

$$P = P_2 + (Z - P_2) (1 - e^{-K_d(t - t_2)})$$



Cada uno de estos métodos se basa en la curva de crecimiento característica de los organismos vivos dentro de un espacio limitado o con oportunidades económicas limitadas



#### .Extensión gráfica

A partir de la tendencia pasada de crecimiento de la comunidad, se prolonga "a ojo" la traza probable de crecimiento futuro. La selección entre los tres primeros métodos se hace a partir de la inspección de los datos pasados graficados en una escala aritmética.

.Progresión geométrica o tasa de crecimiento con porcentaje constante

$$\frac{dP}{dt} = k_g P$$

donde

$k_g$  constante de la tasa de crecimiento geométrica

$$k_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1}$$

$$\log P = \log P_2 + k_g (t - t_2)$$

.Tasa decreciente de crecimiento

Se acepta una tasa variable de cambio

$$\frac{dP}{dt} = K_d (Z - P)$$

donde

Z valor de saturación o límite de la población, que se debe estimar

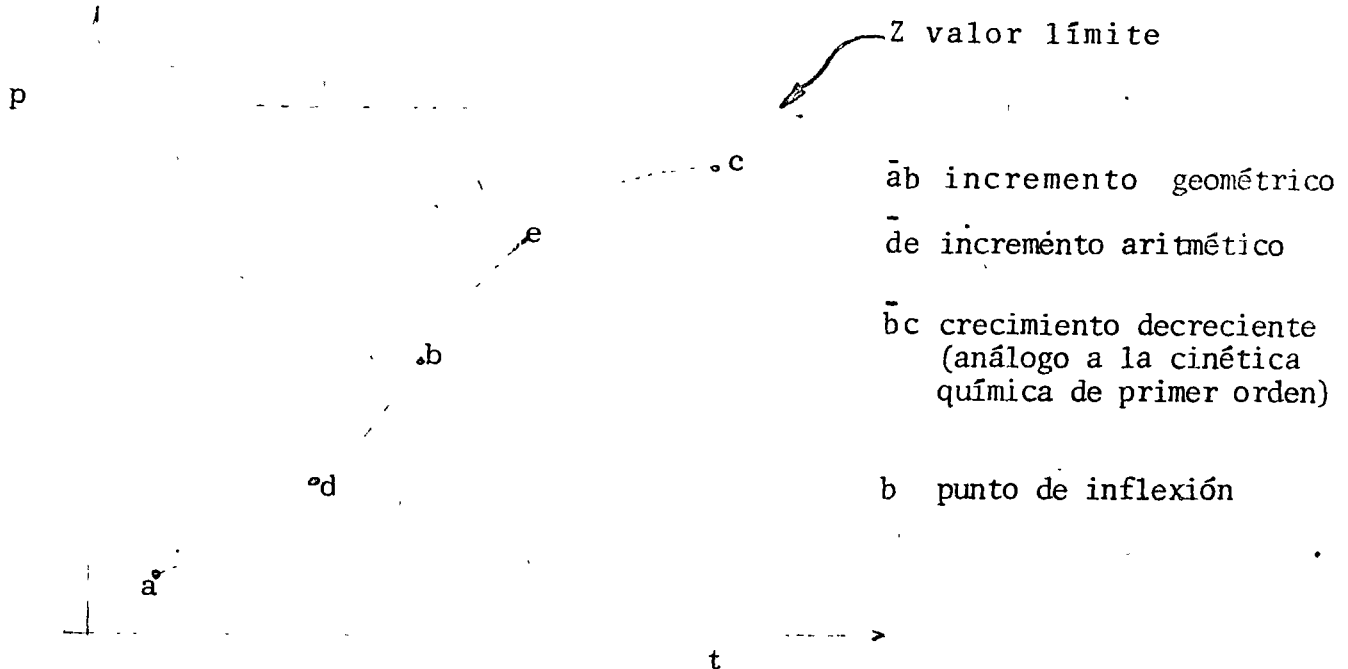
$K_d$  constante de la tasa decreciente

$$K_d = \frac{\ln \frac{Z - P_2}{Z - P_1}}{t_2 - t_1}$$

y

$$P = P_2 + (Z - P_2) (1 - e^{-K_d(t - t_2)})$$

Cada uno de estos métodos se basa en la curva de crecimiento característica de los organismos vivos dentro de un espacio limitado o con oportunidades económicas limitadas



#### .Extensión gráfica

A partir de la tendencia pasada de crecimiento de la comunidad, se prolonga "a ojo" la traza probable de crecimiento futuro. La selección entre los tres primeros métodos se hace a partir de la inspección de los datos pasados graficados en una escala aritmética.

El trazo de la escala logística se presenta en el anexo.

#### .Comparación gráfica.

La curva población-tiempo de la comunidad en estudio se puede extrapolarse en base a la tendencia experimentada en comunidades similares pero más grandes. Las tendencias de crecimiento de estas comunidades se grafican de manera que todas las curvas coincidan con el valor de la población presente de la comunidad en estudio. A partir de ese haz de curvas, se traza la curva de proyección de la población de la comunidad problema.

Se debe tener cuidado en analizar las condiciones bajo las cuales crecieron en otra época las comunidades comparadas.

#### .Relación y correlación

En este método se considera que la tasa de crecimiento de una comunidad se puede relacionar con la de una región más grande, por ejemplo, el estado correspondiente. Si se aplica un factor de escala apropiado, se pueden emplear las estimaciones de población para el estado en la estimación de crecimiento de la comunidad en estudio. Los factores de escala se basan en relaciones simples o se derivan de estudios de correlación. Así,

$$\frac{P_2}{P_2E} = \frac{P_1}{P_1E} = K_r$$

donde

- $P_2$  población estimada de la comunidad
- $P_{2\epsilon}$  población estimada del estado
- $P_1$  población del último censo de la comunidad
- $P_{1\epsilon}$  población del último censo del estado
- $K_r$  relación constante

#### .Análisis de las componentes

Las componentes que conforman el crecimiento de la población son: natalidad, mortalidad y migración. Cada componente se analiza por separado en cuanto a sus tendencias y causas que originaron su comportamiento. Con esto, se fijan los niveles de inicio y se supone la variación con el tiempo. Las proyecciones de población son el producto de la integración de los resultados parciales de las componentes.

El modelo es probabilístico. Las probabilidades de sobrevivencia representan el proceso de envejecimiento de la población. Las tasas de fecundidad representan el proceso de regeneración. Los saldos migratorios representan la intensidad y movilidad geográfica de la población.

La comisión del Plan Nacional Hidráulico estableció las proyecciones de población a distintos niveles de división política de la República Mexicana, para el estudio de demandas futuras de agua. El estudio de población se publicó con el rubro de "Proyecciones de Población".

#### 4.2. Distribución y densidad de la población.

Con el análisis anterior se está en condiciones de evaluar el caudal total de aguas residuales que aporta una comunidad, pero para definir los flujos de conducción se requiere conocer la distribución física de la población en el área tributaria considerada.

En las zonas urbanas la distribución de la población depende de varios factores:

- Características educacionales, ocupacionales y de ingreso de la población.
- Usos del suelo y patrones de zonificación dentro de la comunidad.
- Influencia de las tendencias socioeconómicas nacionales.

Las comunidades que cubren una amplia superficie requieren de sistemas de alcantarillado más costosos, a la vez que hacen difícil definir los patrones de desarrollo de la población.

Las densidades de población se pueden estimar de datos recolectados en áreas existentes y de los planos reguladores de la comunidad. La tabla siguiente se da como guía (ref 1) :

## Densidad de Poblacion

Areas	Personas/Ha
1. Habitacionales	
a) Viviendas unifamiliares, grandes lotes	12-35
b) Viviendas unifamiliares, pequeños lotes	35-85
c) Viviendas multifamiliares	85-250
d) Casas de vecindad	250-2500
2. Mercantiles y comerciales	35-75
3. Industriales	12-35
4. Total, excluyendo jardines, parques de juegos y cementerios	25-125

## 4.3. Consumos de agua y aportaciones de aguas negras

## 4.3.1. Consumos de agua

Los sistemas de abastecimiento de agua deben satisfacer las de mandas:

## a) Domésticas

Para bebida

Para comida

Para aseo personal

Para limpieza de utensilios

Para lavado de ropa

Para riego de plantas y jardines

Para sistemas de aire acondicionado

b) Comerciales

c) Industriales

d) Municipales o públicos

Edificios públicos

Riego de parques y jardines

Protección contra incendios

Limpieza de atarjeas

Usos recreativos y ornato

e) Pérdidas y desperdicios

El consumo doméstico mínimo por persona es:

Bebida, cocina y limpieza	20 a 30 l/día
Muebles sanitarios	30 a 45 l/día
Baño con regadera	<u>20 a 30 l/día</u>
	70 a 105 l/día

Se considera como promedio 100 l/día/hab.

Los consumos se incrementan con:



Lavado de automóviles	200 l/auto
Riego de jardines	5 a 7 l/día/m <sup>2</sup>
Clima acondicionado	100 a 500 l/persona
<b>Consumos comerciales</b>	
Restoranes	25 l/día/comida
Bares	40 l/día/m <sup>2</sup> de área
Hoteles	120 l/día/huésped
Hospitales	250 l/día/cama
Centros comerciales	6 l/día/m <sup>2</sup> área
Edificios de oficinas	3 l/día/m <sup>2</sup> área
Lavado de automóviles	1250 l/día/auto por hora de capacidad
<b>Consumos industriales</b>	
Uso sanitario	70 l/día/empleado
Procesos industriales	
Petróleo	3 - 10 m <sup>3</sup> /barril
Acero	250 m <sup>3</sup> /ton larga
Pulpa de papel	14-220 m <sup>3</sup> /ton larga
Automóviles	38 m <sup>3</sup> /unidad
Termoeléctrica	300 l/KWH

Distribución de agua según los usos, en porcentaje.

USO	POBLACIONES DE E.U. (media)	MEXICO, D. F.	ESTADO SAO PAULO, BRASIL
Doméstico	35	20	48
Comercial	11	12	30
Industrial	19	33	
Público	10	35	5
No medido	25	(incluido en el público)	17

Los consumos varían de un lugar a otro por los siguientes factores:

- a) Clima
- b) Estandar de vida
- c) Alcance del alcantarillado
- d) Tipo de actividad (comercial, industrial)
- e) Costo del agua
- f) Disponibilidad de servicio privado de agua
- g) Calidad del agua
- h) Presión en la red de distribución
- i) Medición de caudales
- j) Condiciones de operación del sistema

Dotaciones.

En México la SAHOP emplea los siguientes valores para la dotación en función del clima y del número de habitantes considerados como

población de proyecto (ref 2). Las dotaciones se expresan en 1/día/hab.

Población de proyecto, Habitantes	Tipo de Clima		
	Calido	Templado	Frío
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
Más de 150000	350	300	250

En las normas de proyecto (ref 2) se menciona que "Las dotaciones anteriores deben ajustarse a las necesidades de la localidad y a sus posibilidades físicas, económicas, sociales y políticas, de acuerdo con el estudio específico que se realice en cada localidad".

Las dotaciones para algunos proyectos de sistemas de abastecimiento de agua de ciudades grandes del Brasil, son (ref 3):

Ciudad	Población	Dotación, 1/día/hab.
Río de Janeiro	4200 000	400
Sao Paulo	5300 000	350
Belo Horizonte	1100 000	300
Salvador	900 000	200
Curitiba	500 000	250

### Demanda para incendios.

La SAHOP establece (ref 2) que la red de distribución debe satisfacer el caudal para incendios, cuando así se considere, sumando al gasto medio diario el que corresponda por el uso simultáneo de los hidrantes de incendio, según el siguiente criterio:

Población miles de hab.	Hidrantes en uso simultáneo l/seg.	Localización del hidrante
De 20 a 50	2, de 7.6	Uno en el sitio más alejado al punto de alimentación de la red y otro en la zona comercial
De 50 a 200	1, de 31.5	En la zona comercial o en el sitio más alejado al punto de alimentación de la red
Más de 200	2, de 31.5	Uno en la zona comercial y otro en el sitio más alejado al punto de alimentación a la red

En E.U. los caudales requeridos para controlar incendios en zonas de alto valor económico los establecen en función del número de habitantes. La red de distribución se analiza para la demanda coincidente (gasto máximo diario + gasto de incendio) y para el gasto máximo horario. Este planteamiento es antieconómico para países de América Latina.

### Uso consumptivo

Es el agua usada en crecimiento vegetativo, procesamiento de alimentos, o incidental a un proceso industrial, que se descarga a la atmósfera o se incorpora en los productos del proceso.

### Pérdidas.

Se presentan en todas las partes que componen un sistema de abastecimiento de agua. Un sistema aceptable tiene pérdidas entre 10 y 20 por ciento. En sistemas sin medidores las pérdidas son más altas.

### Variaciones de consumos.

Se consideran las siguientes variaciones: mensuales, diarias, horarias e instantáneas sobre el consumo medio.

### Coefficientes en el día de mayor consumo.

Es la relación entre el valor de consumo máximo diario ocurrido en un año y el consumo medio diario relativo a ese año.

### Observaciones estadísticas (refs 2 y 3).

Alemania	1.6 a 2.0
España	1.5
Estados Unidos	1.2 a 2.0 (media 1.5)
Francia	1.5

Inglaterra	1.2	al	1.4
Italia	1.5	a	1.6
Cd. Sau Paulo, S.P., Brásil	1.5		
México	1.2	a	1.5

#### Variaciones horarias.

Coefficientes abtenidos por observaciones sistemáticas de medidores instalados en las inmediaciones de los depósitos de distribución.

Alemania	1.5	a	2.5
España	1.6		
Estados Unidos	2.0	a	3.0 (media 2.5)
Francia	1.5		
Inglaterra	1.5	a	2.0
México	1.5	a	2.0

Entre más pequeña es la comunidad, es más variable la demanda.

Entre más corto sea el período de flujo, la desviación de la media es más amplia.

En los usos domésticos, en general se tienen dos picos en la variación horaria diaria, uno en la mañana y el otro después de las 5 PM. Durante el verano cuando las demandas de riego son altas, el segundo pico es más grande; y en meses fríos o época de lluvias, el pico de la mañana es el más grande.

En los EU se tiene una fuerte demanda para riego en relación con la demanda total doméstica en época de verano. Este pico puede gobernar el diseño de la red de distribución en algunas ocasiones.

En los usos comerciales se puede decir que no afectan considerablemente a las demandas pico municipales, ya que las demandas pico comerciales muchas veces tienden a coincidir con el segundo pico doméstico.

En el sector industrial, la cantidad de agua consumida es relativamente pequeña comparada con la cantidad usada en las operaciones. Las industrias que más agua demandan son: ingenios azucareros, pulpa de papel, hierro y acero, petróleo.

Las demandas se afectan por factores como costo y disponibilidad de agua, tipo de proceso industrial, manejo de las aguas residuales, etc.

Para definir las demandas industriales en una zona, se deben conocer los planos de asentamiento y el tipo de industrias que más probablemente se instalen.

#### 4.3.2. Aportaciones de aguas negras.

El diseño del sistema de alcantarillado toma en cuenta la aportación media de aguas negras y la variación con el tiempo de los aportes, ya que un sistema gravedad debe tener capacidad para --

conducir los flujos pico y asegurar velocidades mínimas que eviten sedimentación de materia orgánica, cuando opera con flujos mínimos. En sistemas separados, los caudales consisten principalmente de los residuos líquidos de la comunidad y de las aguas de infiltración.

En general, la curva de descarga de aguas residuales es aproximadamente paralela a la curva de demanda, pero con un retardo de varias horas (caso en que no hay un consumo importante de agua de riego). Esta tendencia varía considerablemente cuando se presentan flujos por infiltración o por agua de lluvia cuando se hacen conexiones no controladas. Se deben estimar estos componentes con propósitos de diseño.

Cuando la dotación doméstica no tiene usos consumptivos y cuando la infiltración no produce flujos de importancia, el flujo de aguas negras es esencialmente igual al uso de agua, o sea, se pueden emplear los gastos promedio diarios de agua para estimar los gastos de aguas negras promedio diarios. Se considera que de 60 a 70 por ciento del agua abastecida retorna al sistema de alcantarillado.

#### Variaciones del flujo.

Los flujos de aguas negras varían con el consumo de agua, pero las fluctuaciones se amortiguan, porque solo parte del flujo proviene del suministro de agua potable; la infiltración de agua del subsuelo es regular. El flujo instantáneo en un punto dado está



compuesto de varias descargas aguas arriba colectadas a diferentes tiempos.

Las expresiones de las variaciones esperadas de flujo son muy parecidas a las de procedimientos para análisis de avenidas.

La relación del flujo pico al promedio del día, para cualquier día, varía desde menos de 1.3 para algunos sistemas grandes a más de 2.0 para algunas atarjeas. La relación del flujo máximo diario al final del período de diseño al flujo mínimo diario al inicio del período de diseño puede variar desde menos de 2 a más de 5, lo que depende en gran medida de la tasa de crecimiento del área servida por el sistema. La gama de flujos para diseño, flujo pico a mínimo extremo varía de menos de 3 para grandes alcantarillados que sirven a poblaciones estables, a más de 20 para pequeños sistemas que sirven a poblaciones que se están desarrollando.

En las figs. 1 y 2 aparecen algunos ejemplos de relaciones de flujos (ref. 4).

Lentz hizo un estudio de flujos máximos per capita utilizando una distribución de frecuencia de valores extremos (ref 5).

Los siguientes datos se pueden usar como guía para estimar gastos de aguas negras máximo y mínimo (ref 5).

Flujo	Relacion con el promedio
Máximo diario	2.25 a 1
Máximo horario	3 a 1
Mínimo diario	0.67 a 1
Mínimo horario	0.33 a 1

#### Método de la "unidad mueble"

Se puede aplicar en el diseño de instalaciones pequeñas, de hospitales, hoteles, edificios de oficinas, etc., de manera de tener amplia capacidad para los gastos pico, que ocurren frecuentemente durante las horas de día.

Una unidad mueble corresponde aproximadamente a la descarga de 28 l/min. Algunos valores de distintos muebles sanitarios, se

<u>Mueble o grupo</u>	<u>Ocupancia</u>	<u>Tipo de control</u>	<u>Peso</u>
			litros
Retrete	Público	Flujómetro	10
Retrete	Público	Depósito	5
Urinario tipo pedestal	Público	Flujómetro	10
Urinario de pared	Público	Flujómetro	5
Urinario de pared	Público	Depósito	5
Lavabo	Público	Llave	5
Fregadero de servicio	Oficina	Llave	5

<u>Mueble o grupo</u>	<u>Ocupancia</u>	<u>Tipo de control</u>	<u>Peso en</u> <u>UM</u>
Fregadero de cocina	Restoran	Llave	4
Retrete	Privado	Fluxómetro	6
Retrete	Privado	Depósito	3
Lavabo	Privado	Llave	3
Bañera	Privada	Llave	2
Ducha	Privada	Válvula de mezcla	2
Baño (grupo)	Privado	Flux p/retrete	8
Baño (grupo)	Privado	Depósito en retrete	3
Fregadero de cocina	Privado	Llave	2
Bebadero	Público	Llave	0.5

Los estudios de probabilidad de uso simultáneo de muebles por R.B Hunter, se muestran en las figs. 3 y 4. (ref 6)

La experiencia ha mostrado que los flujos pico determinados por este método son altos en cierta forma.

En nuestro medio faltan muchos estudios por zonas y subregiones para definir las contribuciones per capita de aguas negras y las variaciones de flujos máximo y mínimo, asimismo, se requiere evaluar las descargas industriales a los sistemas de alcantarillado municipales. Entre tanto, en los diseños se emplean distintas expresiones empíricas según el buen juicio del ingeniero proyectista.

### Infiltración.

Esta porción de flujo se debe considerar en todo diseño de alcantarillado, ya que inevitablemente se presenta. Tiene lugar a través de las juntas, fracturas u otras oberturas de las tuberías. El efecto es función de la altura del nivel freático, el tipo de suelo, el tipo de características de impermeabilidad de las juntas, y la calidad de los materiales y la mano de obra.

El flujo es muy importante en sistemas pequeños, donde el tamaño de tubería de 300 m puede constituir la mayor parte de la longitud total, y cuya reparación es más costosa que en tuberías más grandes. La supervisión es muy importante, tanto en el tendido general, como en las conexiones domiciliarias, donde muchas veces se tiene el mayor porcentaje de infiltraciones.

No se han desarrollado métodos que sean comúnmente aceptados para evaluar tasas de infiltración para diseño o permisibles en especificaciones.

Donde las aguas del subsuelo tienen altos niveles y las juntas no son estancas, se han determinado tasas de infiltración en el orden de  $138 \text{ m}^3/\text{día}/\text{km}$ . La mayoría de las especificaciones se encuentran en las siguientes gamas (refs 4, 5 y 7):

Valores permisibles,  $\text{m}^3/\text{día}/\text{km}$ .

Tamaño, cm	
20	8-12
30	10-14
60	23-28

La práctica común es diseñar para la tasa de pico del flujo de aguas negras más  $12 \text{ m}^3/\text{día}/\text{km}$ . por flujo de infiltración. De cualquier forma, el proyectista debe tomar en cuenta las características físicas del área y el tipo de junta que se va a usar.

Las pruebas de infiltración se pueden hacer llenando un tramo de la tubería bajo presión y observando la caída de carga o la cantidad de agua requerida para mantener el tramo totalmente lleno.

#### Agua de lluvia.

Aunque el sistema sea separado, se llegan a tener estas aportaciones, por ejemplo, por conexiones ilícitas de techos y patios, por drenes de cimentaciones y por cubiertas de pozos de visita que no son estancas. En EU se han llegado a presentar los siguientes valores (ref 1):

.Tasas tan altas como  $265 \text{ l}/\text{día}/\text{capita}$  y promedio de 113.

.Una lluvia de  $2.5 \text{ cm}/\text{hr}$  sobre un techo de  $110 \text{ m}^2$  creó un flujo de  $67 \text{ m}^3/\text{día}$ .

.La trasminación a través de cubiertas de pozos puede contribuir con  $110$  a  $380 \text{ m}^3/\text{día}$ , cuando se tienen  $2.5 \text{ cm}$  de agua sobre las calles.

Las mediciones en el sistema sirven para valuar las cantidades de agua de lluvia por la diferencia entre flujos normales en estiaje y los flujos que siguen de lluvias intensas.

#### 4.4. Período de proyecto.

Es el número de años durante el cual el sistema que se proponga será adecuado para satisfacer las necesidades de una comunidad.

El período de proyecto depende de la tasa de crecimiento de la población, de la vida útil de las partes que constituyen el sistema, de los recursos financieros y las tasas de interés, y de las condiciones socioeconómicas de la comunidad. Así, se tendrá:

**Períodos cortos:** Con crecimiento rápido de la población, con facilidad para ampliar el sistema y con tasas de interés altas a corto plazo.

**Períodos amplios:** Con mayor vida útil de las partes que constituyen el sistema, con disponibilidad de recursos financieros y con mayores recursos de la comunidad.

#### Estudio económico.

Cada alternativa de proyecto técnicamente factible debe identificarse y definirse claramente en términos físicos

Para cada una de las alternativas definidas en términos físicos se hace una estimación de costo, escalonado en el tiempo las inversiones requeridas y el retorno del capital. El período de tiempo está en función de la economía de escala del proyecto.

Se comparan las estimaciones económicas bajo un patrón medible como anualidades, amortizaciones, tasas de interés, costos anuales de operación y conservación, etc.

Además de los aspectos económicos, se deberá considerar el valor social del proyecto que no es posible reducir a términos económicos, pero en nuestro medio puede tener una importancia decisiva.

El tiempo es un factor que influye en la economía de las inversiones como es el caso del tiempo requerido para ejecutar las obras. Así, podrá haber alternativas que se realicen en menor tiempo, lo que anticipa la rentabilidad del proyecto. También la vida útil de las estructuras, equipos e instalaciones pueden presentar períodos diferentes, requiriéndose hacer un análisis económico de esa diferencia.

La selección de una alternativa de proyecto debe apoyarse en criterios como menor inversión inicial, menor costo total anual, mayor relación beneficio-costos. En nuestro medio, los dos primeros criterios se aplican en la mayoría de los casos por tenerse recursos financieros limitados.

### Capacidad de los sistemas.

En general, los sistemas de abastecimiento de agua y alcantarillado se proyectan para una capacidad en exceso de la requerida por la población presente, pero que satisfarán las demandas crecientes hasta un tiempo definido. Este tiempo es el número esperado de años entre la construcción y la época cuando la demanda iguale a la escala del sistema y se requiera una ampliación de las obras.

La capacidad en exceso se establece cuando se tiene economía de escala. En la fig. 5 (ref 8) aparece una curva típica de costo de sistemas de abastecimiento de agua que muestra dicha economía.

La ec. de esta curva es:

$$C = K Z^a$$

donde:

C costo

Z escala del proyecto, m<sup>3</sup>/día

a factor de la economía de escala

a varía entre 0 y 1. Cuando a = 1, los costos varían linealmente con la escala y no se presenta la economía.

Con valores pequeños de a, se tienen grandes economías.

Lauria (ref 8) realizó algunos estudios de sistemas nuevos de abastecimiento de agua en pequeñas comunidades de Centro América y encontró valores del factor a de 0.77 y 0.85.



En general, cuando se tiene economía de escala, los costos promedio disminuyen cuando la escala se incrementa. Nótese los segmentos OA' y OB' de la fig. 5

Tomando logaritmos a la ec. de costo y obteniendo la derivada de la función con respecto a Z, se tiene:

$$a = \frac{dc/C}{dz/Z}$$

a es una medida del porcentaje del cambio de costo respecto al porcentaje del cambio de escala.

Se han desarrollado modelos matemáticos para determinar el período óptimo de diseño (período de capacidad en exceso). Manne (ref 8) tiene un modelo muy simple para sistemas de agua y plantas potabilizadoras con aplicación en los E.U. El modelo es una función de demanda con incremento lineal (fig. 6), donde el incremento de demanda es D, en m<sup>3</sup>/día por año. Para t = 0, la demanda y la capacidad existente son iguales. Para ese tiempo se requiere que la capacidad exceda la demanda, por lo que se tiene una ampliación en la capacidad para x años, o sea, que la capacidad es XD y el costo correspondiente es K(XD)<sup>a</sup>. Con ampliaciones de la misma capacidad en exceso, se sigue haciendo el análisis.

Al sumar los costos descontados de todas las ampliaciones se tiene una expresión del costo total en valor presente. El período de diseño óptimo, X\*, que minimiza esta expresión, se halla igualando a cero la derivada con respecto a x. La condición de optimización -

resultante para un número infinito de ampliaciones es:

$$a = \frac{r X^*}{e^{r X^*} - 1}$$

donde:

r      tasa de descuento anual

La representación de esta ecuación aparece en la fig. 7, donde se observa que  $X^*$  es una función decreciente de  $a$  y  $r$ .

Este modelo se podría aplicar en nuestro medio para proyectos de sistemas ya existentes, haciendo las consideraciones particulares pertinentes.

#### Conclusión.

Los sistemas de abastecimiento de agua y de alcantarillado proporcionan un servicio a las comunidades, producen beneficios y le dan mayor valor a los inmuebles. Por ello, es necesario retribuir -- adecuadamente los servicios para que puedan operarse, conservarse y ampliarse.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. G.M. Fair, J.C. Geyer y D.A. Okun, Water and Wastewater Engineering, Vol 1, Water Supply and Wastewater Removal, John Wiley & Sons, Nueva York, 1966.
2. Secretaría de Recursos Hidráulicos, Dirección General de Agua Potable y Alcantarillados, Normas de Proyecto para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana, Ene 1974
3. CETESB, Projeto de Sistemas de Distribuição de Água, San Paulo, Brasil, 1975
4. WPCF y ASCE, Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers, WPCF Manual of Practice No. 9 (ASCE Manual of Engineering Practice No. 37), Washington, DC, 1966
5. J. W. Clarle, W. Viessman, Jr, y M. J. Hammer, Water Supply and Pollution Control, International Text book Company, Scranton, Penna, 1971
6. J. A. Salvato, Jr, Environmental Sanitation, John Wiley & Sons, Nueva York, 1958

7. Metcalf \* Eddy, Inc. Wastewater Engineering, Mc. Graw Hill Book Co, Nueva York, 1972
8. D. T. Laurfa, Water-Supply Planning in Developing Countries, Journal AWWA, Vol. 65, No. 9, pp 583-587, Sep 1973

ABASTECIMIENTO DE AGUA.

TABLA PARA EL RAYADO LOGISTICO

P en % de Z	$\frac{100-P}{P}$	$\log \frac{100-P}{P}$	$-\log \frac{100-P}{P}$	5 veces los Valores de la Col. Ant.
5	19	+1.279	-1.279	-6.395
10	9	+0.954	-0.954	-4.770
20	4	+0.601	-0.601	-3.005
30	2.33	+0.366	-0.366	-1.830
40	1.500	+0.176	-0.176	-0.870
50	1.000	+0.000	0.000	0.000
60	0.666	-0.180	+0.180	+0.900
70	0.428	-0.368	+0.368	+1.840
80	0.250	-0.602	+0.602	3.010
85	0.176	-0.755	+0.755	3.775
90	0.111	-0.955	+0.955	4.775
92	0.0870	-1.06	+1.06	5.30
94	0.0637	-1.197	+1.197	5.985
95	0.0527	-1.280	+1.280	6.40
96	0.0417	-1.360	+1.360	6.80
97	0.0309	-1.151	+1.151	7.55
98	0.0203	-1.693	+1.693	8.465
99	0.0101	-1.993	+1.993	9.975



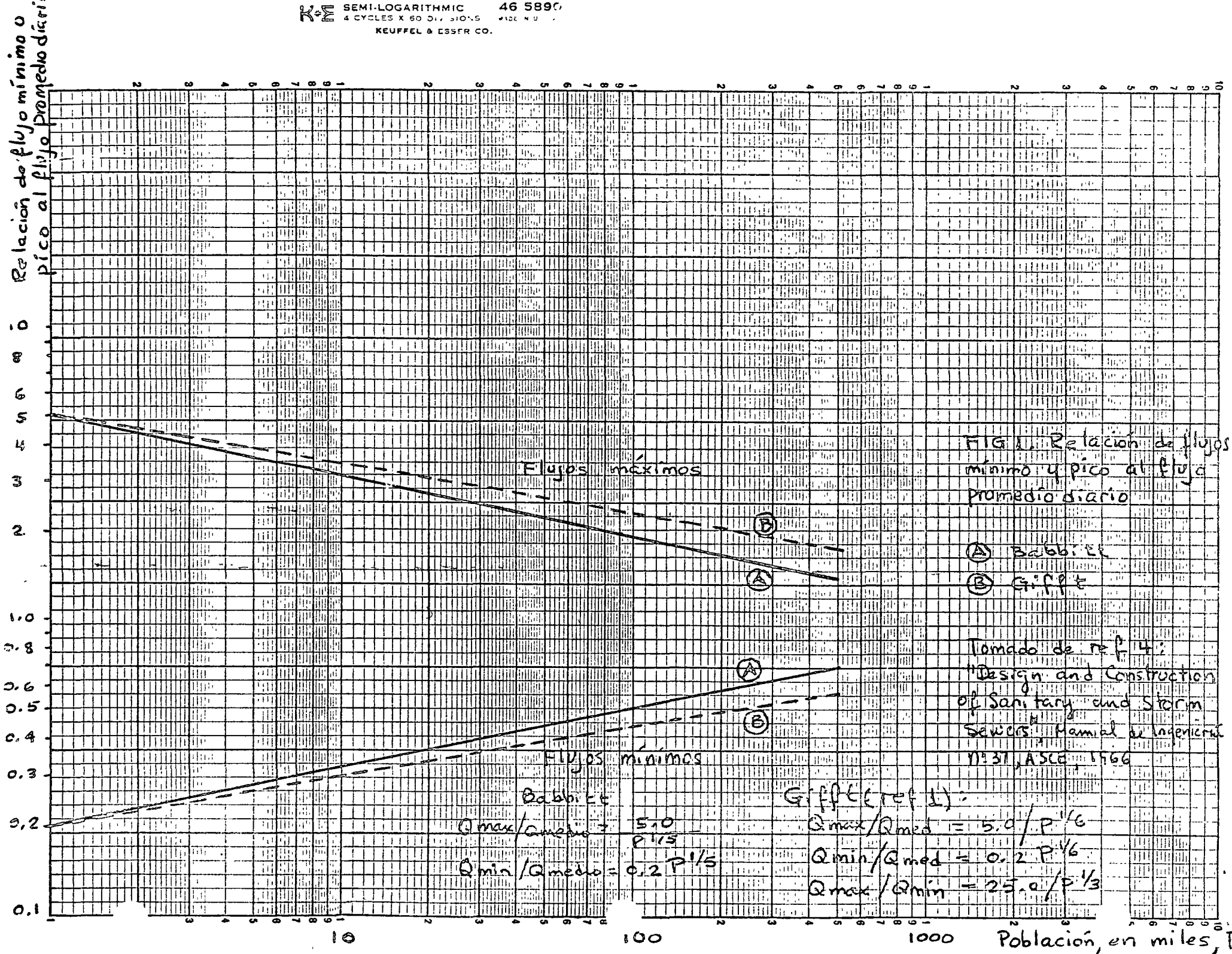


FIG. 1. Relación de flujos mínimo y pico al flujo promedio diario

- (A) Babbitt
- (B) Giffert

Relación con la descarga diaria promedio

6

5

4

3

2

1

0

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Gasto de aguas negras promedio diario, MGD

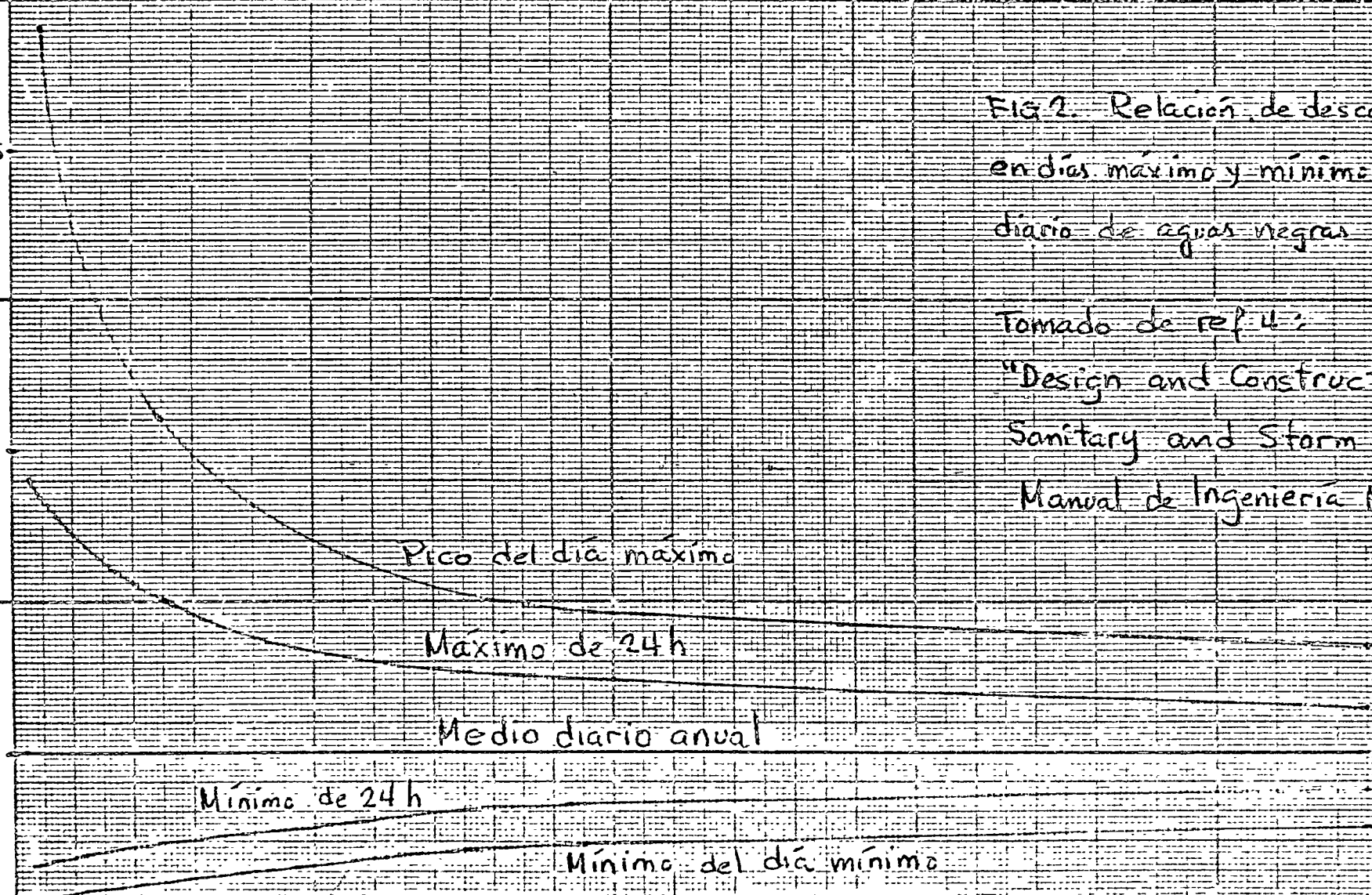
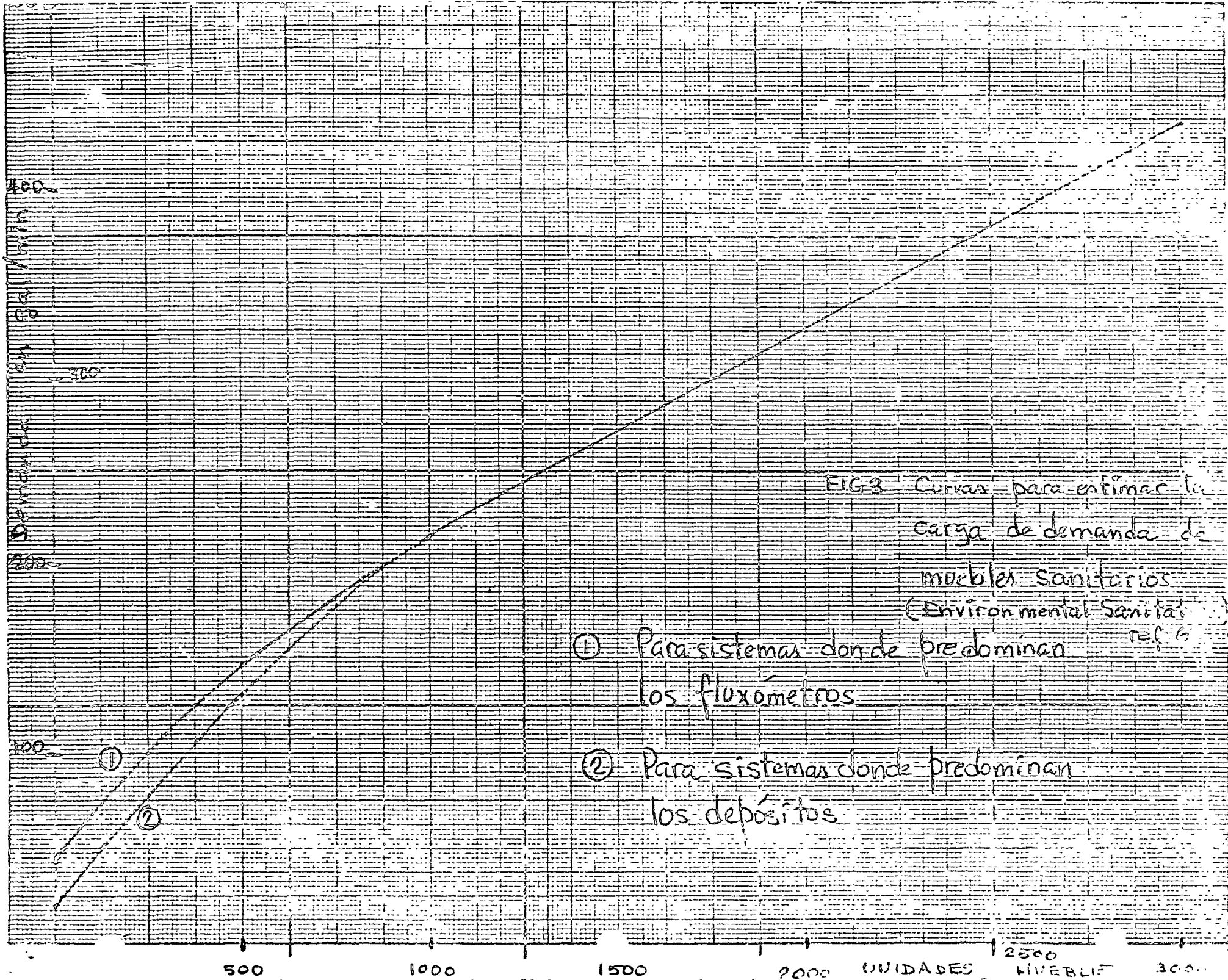
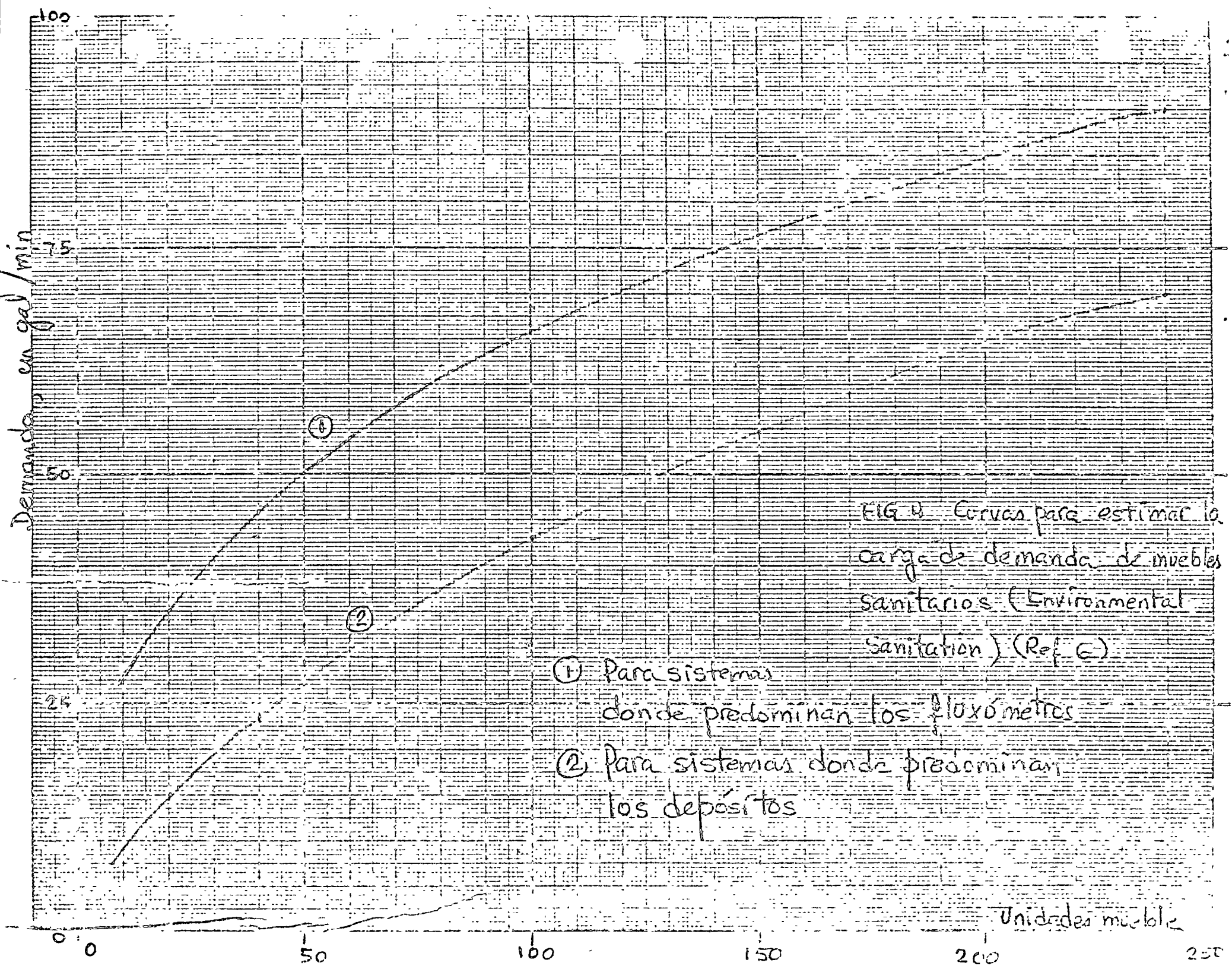


FIG 2. Relación de descargas extremas en días máximo y mínimo al promedio diario de aguas negras

Tomado de ref 4:  
"Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers"  
Manual de Ingeniería N° 37, ASCE, 1966







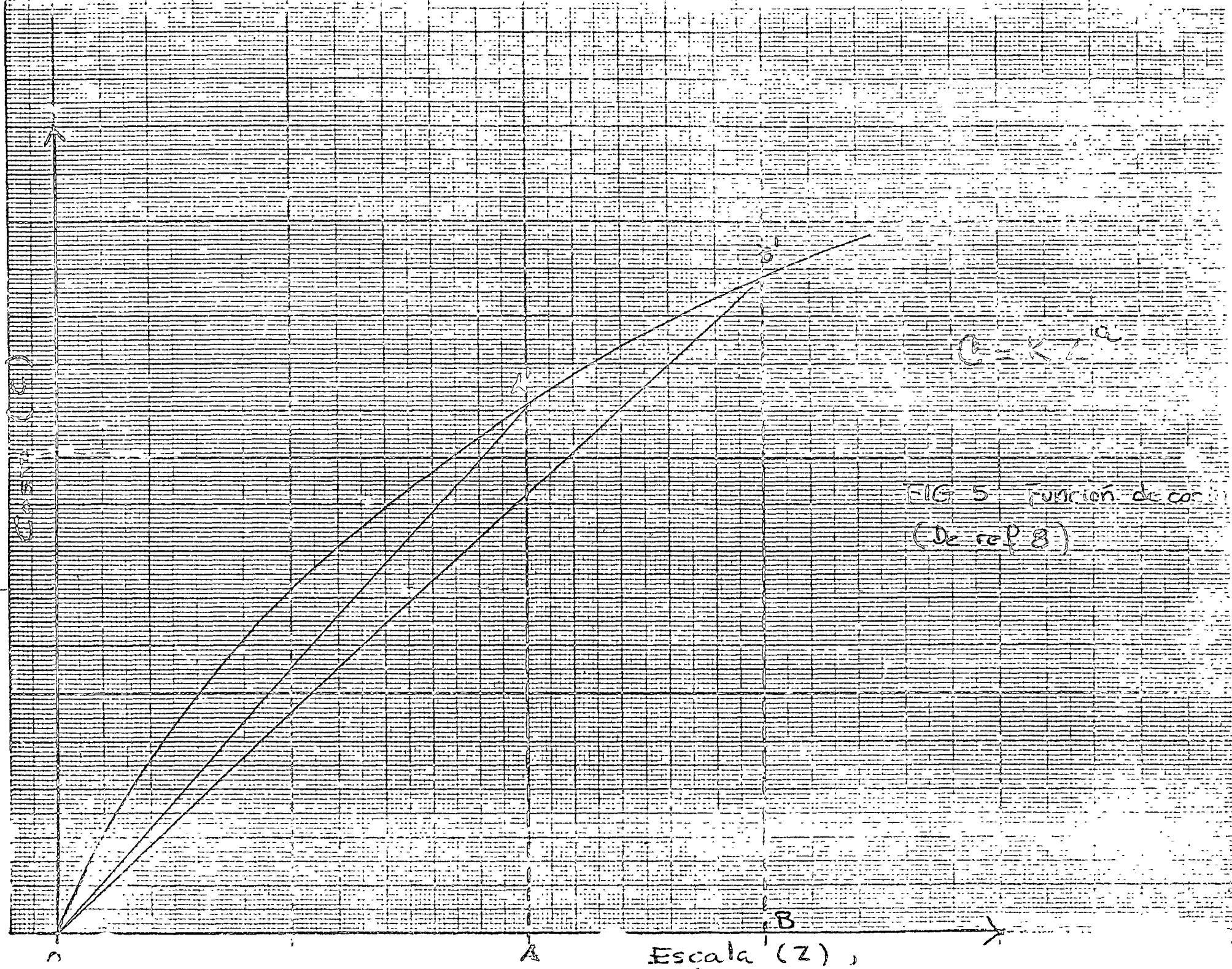
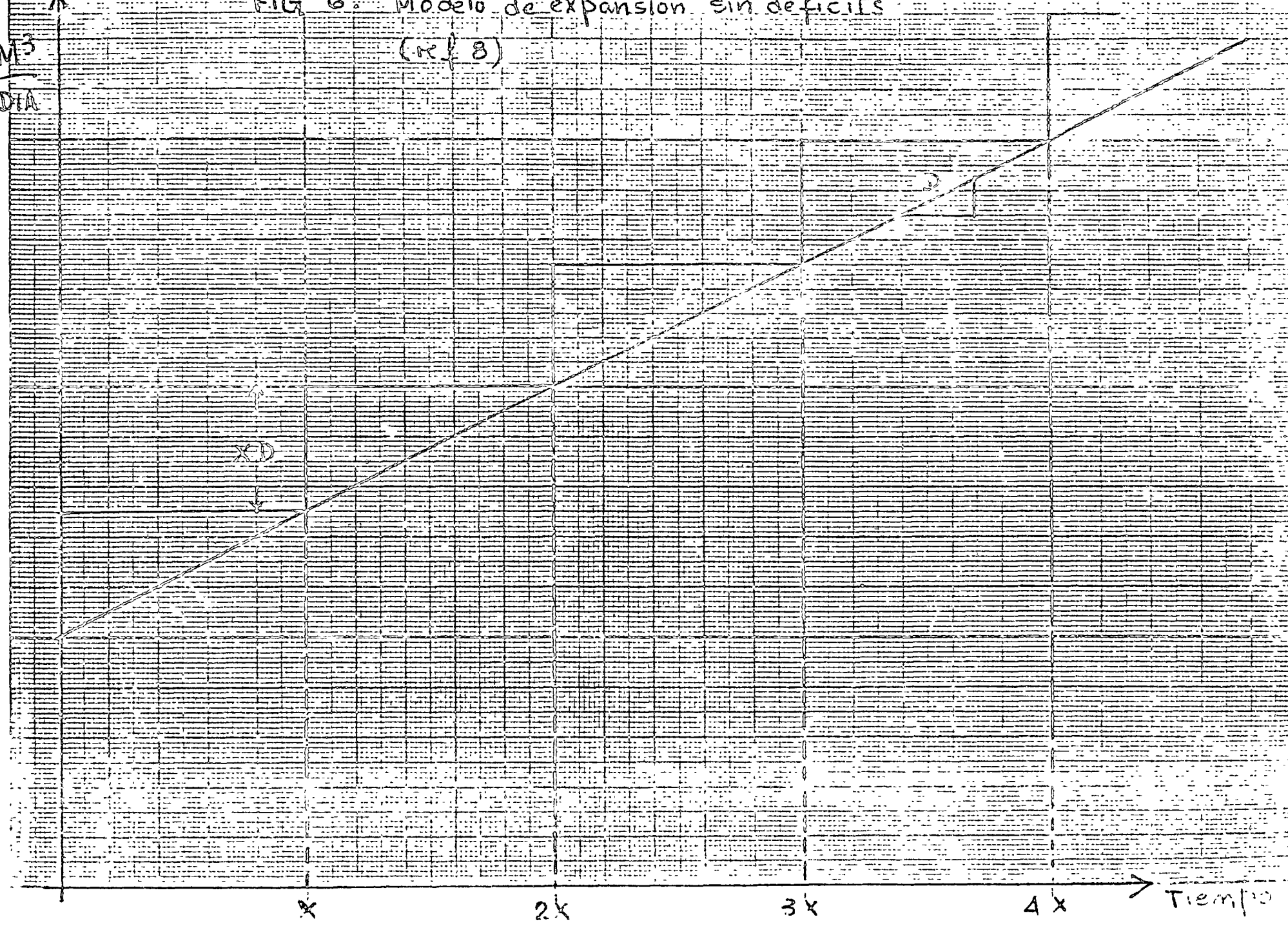
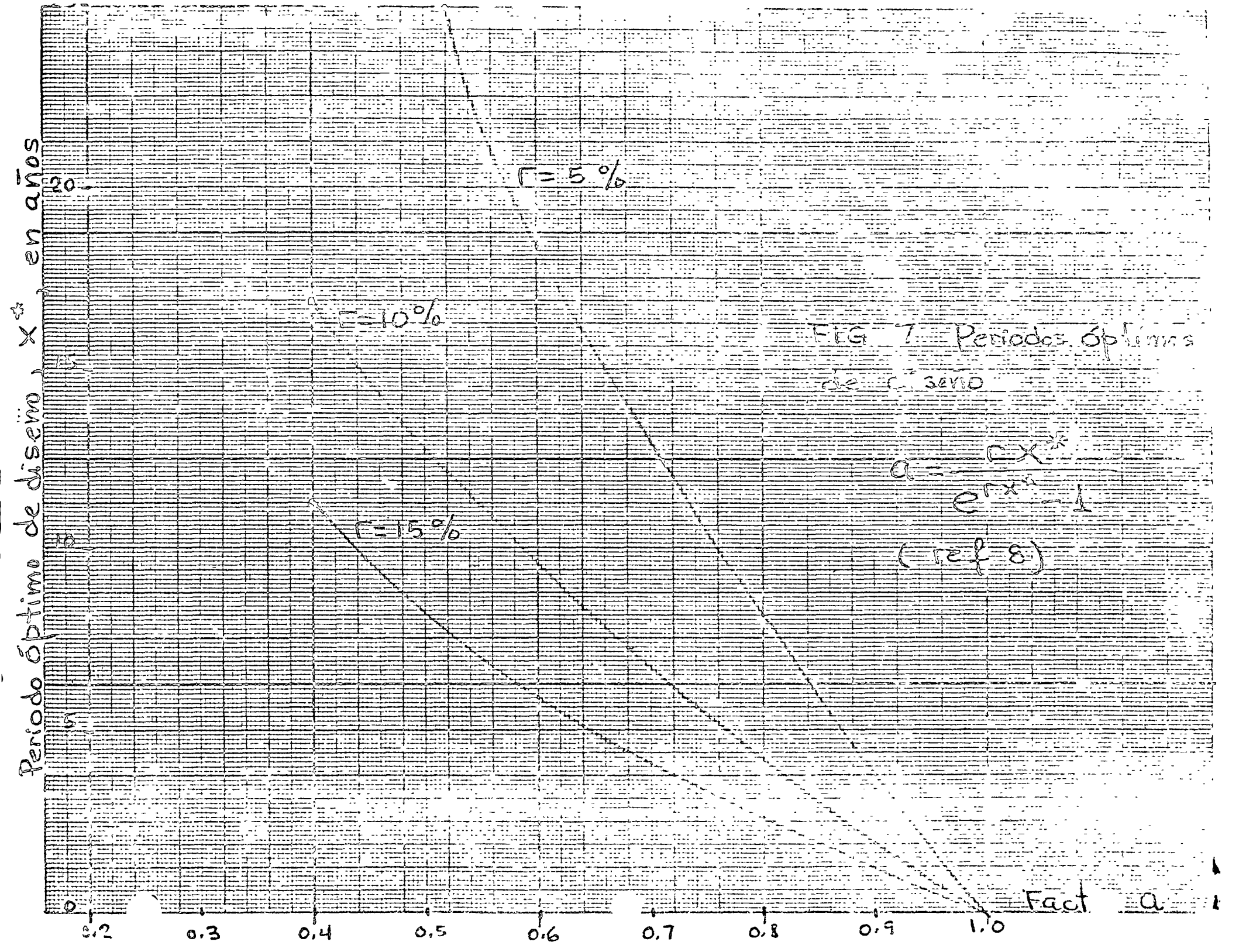


FIG. 6. Modelo de expansión sin déficits  
(ref. 8)

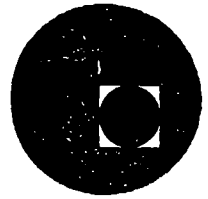
M3  
DIA







centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: "SISTEMAS DE ALCANTARILLADO"



Ing. José Luis Sánchez Bibriesca  
Julio, 1977

Handwritten text at the top of the page, possibly a header or title, which is mostly illegible due to blurring and fading.

A small, faint handwritten mark or character located in the center of the page.

A small, faint handwritten mark or character located on the right side of the page.

A small, faint handwritten mark or character located on the right side of the page.

A small, faint handwritten mark or character located in the lower middle section of the page.

A small, faint handwritten mark or character located at the bottom right corner of the page.

# P R O G R A M A

## 1a. PARTE

### 1o. INTRODUCCION GENERAL.

### 2o. CONSIDERACIONES SANITARIAS.

- 2.1 Química de las aguas residuales.
- 2.2 Formación de gases.
- 2.3 Corrosión
- 2.4 Prevención de explosiones.

### 3o. METODOS SIMPLIFICADOS DE DISEÑO.

- 3.1 Binomio proyecto-revisión
- 3.2 Método "racional" (americano)
- 3.3 Método Gráfico Alemán (Nueva versión)
- 3.4 Perspectivas

### 4o. NORMAS Y ESPECIFICACIONES

- 4.1 Velocidades mínimas y máximas (Permisibles)
- 4.2 Dimensiones y espaciamiento de las estructuras.
- 4.3 Utilización de la Topografía
- 4.4 Normas principales y referencias.

## 2a. PARTE

### 5o. METODO DE DIFERENCIAS FINITAS (TEORIA)

- 5.1 Fundamentos



- 5.2 Fórmulas más importantes
- 5.3 Dificultades en el cálculo
- 5.4 Sensibilidad.

#### 6o. ALGUNAS EXPERIENCIAS DE DISEÑO

- 6.1 Confluencias
- 6.2 Conductos de fuerte pendiente
- 6.3 Túneles
- 6.4 Uso de modelos
- 6.5 Comentarios generales.

#### 7o. METODO DE DIFERENCIAS FINITAS (APLICACION)

- 7.1 Organización del cálculo
- 7.2 Diagrama de flujo
- 7.3 Ingreso de datos
- 7.4 Sistematización de resultados

#### 8o. PROGRAMAS E INSTRUCTIVOS

- 8.1 Descripción del programa de diferencias finitas
- 8.2 Instructivo de uso
- 8.3 Ejemplo de aplicación

# INTRODUCCION

A pesar de que el problema que significa el diseño, la construcción y la operación de sistemas de drenaje es muy antiguo, ha sido hasta épocas relativamente recientes que su planteamiento se ha hecho sobre bases más racionales. Actualmente, dada la complejidad del problema y la variedad de los factores en él involucrado, se necesita hacer ese planteamiento dentro de un marco de referencia muy amplio. El objetivo de esta introducción es, precisamente, delimitar este marco.

Este trabajo consta de dos capítulos, constituidos cada uno por cuatro partes. La primera parte - del primer capítulo está formada por esta introducción; la segunda es una exposición sucinta de los aspectos sanitarios del problema; en la tercera se hace una exposición de los llamados métodos simplificados de diseño y, en la cuarta, se describen brevemente las normas, especificaciones y reglamentos.

En la primera parte del segundo capítulo se presentan

las bases para un método de diseño general; en la segunda se describen algunas experiencias de diseño y medición en condiciones poco usuales; en la tercera se expone la aplicación del método general de diseño, y, en la cuarta, se presentan los programas e instructivos de cálculo de que se dispone actualmente.

La segunda y cuarta partes del primer capítulo serán expuestas por Domingo Cobo y Humberto Vidales; la segunda y cuarta partes del segundo capítulo serán tratadas por Jesús Gracia y Oscar Fuentes, respectivamente. El resto del trabajo y la coordinación del conjunto estarán a cargo de José L. Sánchez B. Los cinco participantes son investigadores del Instituto de Ingeniería de la U. N. A. M.

El primer aspecto a considerar en el diseño de una red, es la cuantificación de los caudales que van a ingresar a ella. Esto implica, por una parte, la evaluación del gasto de aguas negras, que a su vez requiere la determinación de los factores del producto área servida, por densidad de población, por dotación y por coeficiente de retorno. Por la otra

parte, se hace necesaria la determinación de los datos de lluvia, lo que implica la evaluación de intensidades, duraciones, períodos de retorno, tiempo de concentración y coeficientes de escurrimiento.

El segundo aspecto a considerar es la geometría de la red, empezando por su selección, de acuerdo con la topografía de la zona servida y siguiendo con los problemas planteados por los elementos de ingreso (coladeras y atarjeas), así como los de control y servicio (pozos de visita, derivaciones, etc), para terminar con aliviaderos, evacuadores y demás estructuras auxiliares.

El primero y el segundo aspectos, tomados en su conjunto, permiten estudiar el tercer aspecto, que es tal vez el más importante de los que debe considerar el diseñador. Este tercer aspecto es el funcionamiento hidráulico del sistema; el análisis de este funcionamiento permite hacer el análisis racional del problema, es decir, permite encontrar soluciones confiables dentro de límites razonables de seguridad y economía. Este análisis constituye la parte nuclear del trabajo presentado.

Por lo demás, un trabajo así, no podría considerarse completo, si no se tuvieran en cuenta las peculiaridades del líquido por manejar; en efecto, el conocimiento de las propiedades físicas, químicas y biológicas de las aguas negras, es un factor muy importante en el diseño de la red.

En otras partes del curso, todos los temas mencionados han sido tratados con la debida extensión; en esta introducción se hará una breve referencia a ellos, sólo para poner de manifiesto las implicaciones de los mismos en los procedimientos de diseño.

Con relación al primero de los aspectos mencionados, podría decirse que el problema principal ha sido la determinación del número de usuarios a servir; para resolver este problema se puede acudir desde el empleo de series de tiempo, sin más componente que la tendencia, hasta la utilización de matrices de Leslie, con mayor o menor grado de refinamiento. En el primer caso, si se designa con  $Y_i$  al número de habitantes censado en el tiempo  $X_i$ , se puede admitir la existencia de una fórmula de la forma  $Y_i = a X_i^n + E_i$  y

utilizando las técnicas usuales de regresión, se pueden valuar los coeficientes  $a$  y  $n$  y la amplitud del intervalo de confianza, para hacer después las predicciones correspondientes, manejándolas dentro de consideraciones "pesimistas" u "optimistas" más o menos subjetivas. En el segundo caso, se considera que  $M_i^j$  es el número de individuos de sexo femenino que en el período  $j$  tiene la edad correspondiente al intervalo  $i$  y si se designa con  $p_i$  la probabilidad de que una persona de sexo femenino sobreviva para pasar al intervalo siguiente  $i+1$ , y además  $b_i$  designa la probabilidad de que una persona del intervalo  $i$  dé a luz a una persona de sexo femenino en el período  $j$ , se puede establecer la siguiente fórmula de recurrencia:

$$\begin{bmatrix} b_1 & b_2 & b_3 & \dots \\ p_1 & 0 & 0 & \dots \\ 0 & p_2 & 0 & \dots \\ 0 & 0 & p_3 & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_1^j \\ M_2^j \\ M_3^j \\ \vdots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} M_1^{j+1} \\ M_2^{j+1} \\ M_3^{j+1} \\ \vdots \end{bmatrix}$$

o bien

$$\{L\} \{M^j\} = \{M^{j+1}\}$$

En esta fórmula  $\{L\}$  es la matriz de Leslie,  $\sum_{i=1}^n M_i^j$  es la totalidad de la población femenina en el período  $j$  y  $\sum_{i=1}^n M_i^{j+1}$  es la población femenina esperada en  $j+1$ . Como fácilmente puede verse, si se designa con  $j=0$  a la población actual, al cabo de  $n$  períodos  $j$ , la población femenina esperada sería

$$\{L\}^n \{M^0\} = \{M^n\}$$

En una sociedad de cultura occidental, la población total será aproximadamente  $2\{M^n\}$ . Este procedimiento permite hacer predicciones menos subjetivas, en función de las posibles reducciones de la tasa de nacimientos y de la mortalidad, amén de que hace posible también involucrar factores de migración.

Por otra parte, las dificultades para fijar la tendencia de crecimiento de las aglomeraciones urbanas, reduce la confiabilidad de la predicción de la densidad de población y la falta de estudios sistemáticos para fijar, en nuestro medio, las dotaciones per cápita reales y más aun los factores de retorno (cocientes entre agua potable suministrada y agua negra entregada a la red), conducen a una incertidumbre notoria en la

## determinación de los caudales de aguas negras

Por lo que se refiere al agua de lluvia, dentro de una amplia gama de variantes, el problema suele abordarse considerando que si sobre el área de captación  $A$ , se precipita una lluvia de intensidad  $i$ , con una duración  $t_d$ , puesto que la altura de lluvia es  $h = i t_d$ , el volumen total aportado por la lluvia es  $A i t_d$ ; si se considera que el tiempo base que dura el escurrimiento es  $K t_d$  y se admite que en virtud a la forma del hidrograma el gasto máximo debe afectarse de un factor de forma  $ff$ , resultará que dicho gasto es  $Q = \frac{ff C/K}{c^*} A i$

El coeficiente  $c^*$  depende, como cada uno de los factores que lo integran, del tipo de suelo, de la cobertura, de la pendiente, de la densidad de drenaje y de la humedad antecedente y ha sido determinado por varios investigadores, aunque pocas veces se ha hecho esto en zonas urbanas y con la debida precisión.

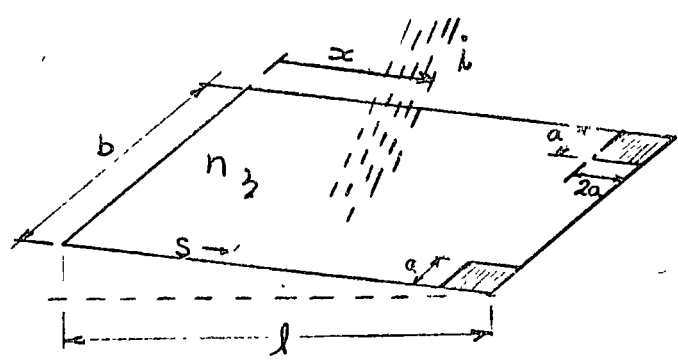
Por lo demás, uno de los problemas que confronta el diseñador, es decidir para qué frecuencia debe diseñar la red y cuáles serían las consecuencias de



una decisión equivocada.

Si bien es cierto que las dimensiones, espaciamientos y características varias de las estructuras de captación, distribución y control han sido sancionadas por la experiencia, resulta interesante señalar los pocos estudios teóricos y sobre todo experimentales que se han destinado al análisis del funcionamiento hidráulico de estos elementos.

fig 1



Si se piensa por ejemplo en el dimensionamiento de dos coladeras pluviales como se muestra en la fig. 1, hechas para drenar la lluvia que con intensidad  $i$ , cae en una calzada de longitud  $l$  y ancho  $b$  (suponiendo por simplicidad que no existe otra aportación), se puede constatar lo complicado del problema.

En efecto, dentro de un enfoque simplista, suponiendo

a la calzada impermeable, podría aceptarse que el gasto en una sección  $x$  estaría dado por  $Q = \frac{s^{1/2}}{n} b y^{5/3}$ , de manera que según el principio de continuidad se tendría que  $i b dx = dQ = \frac{5}{3} \frac{s^{1/2}}{n} b y^{2/3} dy$ , de tal manera que el gasto total acumulado al final de la calzada valdrá  $Q = i b l = \frac{s^{1/2}}{n} b Y^{5/3}$ , en donde  $Y$  será el tirante alcanzado en el extremo terminal y será, por lo mismo, la carga disponible para hacer funcionar a las atarjeas. Como de las relaciones anteriores resulta que  $Y = \left( \frac{n}{s^{1/2}} i l \right)^{3/5}$ , de tal manera que para el dimensionamiento de las coladeras se tendrá que  $Q = 2 A C \sqrt{2g} Y^{1/2}$ , de donde, según lo expuesto resultará que el área de las coladeras será:

$$A = \frac{i b l}{2 \left[ C \sqrt{2g} \left( \frac{n}{s^{1/2}} i l \right)^{3/10} \right]}$$

y si, finalmente la geometría de las coladeras es la mostrada en la figura, resultará que  $A = 2a^2$  y de aquí podrá deducirse finalmente  $a$ . Como puede verse, el diseño de un elemento tan simple, depende del dimensionamiento del conjunto. Se comprende así que el dimensionamiento de estructuras más complicadas debería estar hecho con bastante cuidado y constatado con experiencias de laboratorio; también resulta claro

que es menester considerar los problemas que representa el encharcamiento temporal, al mismo tiempo que las dificultades causadas por posibles repletamientos, o insuficiencia de la red.

Ahora bien, dada la complejidad del problema planteado y ante la necesidad de disponer de una metodología razonablemente expedita para seleccionar las dimensiones de los tubos de la red, se han propuesto diferentes métodos simplificados para abordar el problema; figuran entre ellos el llamado racional, interesante en atención a la difusión que ha alcanzado en nuestro medio; también el llamado gráfico alemán y su nueva versión llamada "de los elementos", son de importancia por su difusión y simplicidad; y, en fin, los llamados métodos de Chicago, de Los Angeles y de otras ciudades norteamericanas, cuyo interés estriba en los conceptos que manejan, aunque su importancia está limitada por la imposibilidad de utilizarlos en otras poblaciones. En la tercera parte de este capítulo se hará una exposición breve de todos estos métodos. Como, por otra parte, ellos resultan, por su empirismo, poco útiles en redes muy extensas o complicadas, se hará necesario, en el segundo capítulo, llevar a cabo el análi-

sis de la red con una herramienta que , siendo más general , permite salvar , en cierta medida , las dificultades propias de los métodos simplificados .

Para terminar con esta introducción se debe señalar que el diseñador deberá comprender las limitaciones que los sólidos en suspensión impondrán a rejillas , confluencias y otras estructuras y que , la formación de gases generados por las reacciones bioquímicas producidas en el seno de las aguas negras , implican riesgos de explosiones por los entrapamientos de dichos gases , si los diseños no prevén la ventilación y formas necesarias para evitar el entrapamiento . La formación de otros gases corrosivos que pueden dañar a los materiales debe también ser tenida en cuenta .

## 2. CONSIDERACIONES SANITARIAS

### 2.1. INTRODUCCION

- Importancia de conocer tanto las características físico-químicas de las aguas residuales como sus efectos nocivos en el sistema de alcantarillado y en la disposición final.
- Necesidad de un control que regule los usos del sistema de alcantarillado.
- Características de calidad de los escurrimientos de aguas pluviales.

### 2.2. CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

- Composición y concentración de aguas residuales domésticas
- + Características físicas: definición y significado
- Sólidos totales:
  - (materia flotante, materia en suspensión, materia coloidal y materia en solución), clasificación y rango de las partículas, clasificación de sólidos.
- Temperatura:
- Cálor
- Olores

+ Características químicas

- Materia orgánica:

Proteínas, carbohidratos, grasas, aceites, surfactantes, fenoles, pesticidas, otros.

- Mediciones del contenido de materia orgánica

- Materia inorgánica

- pH

- Cloruros

- Alcalinidad

- Nitrógeno

- Fósforo

- Sulfuros

- Compuestos tóxicos

- Metales pesados

- Gases:  $O_2$ ,  $H_2S$ , metano

- Efectos de un inadecuado control

- Regulación de las aguas admisibles al alcant.

- Desechos industriales

- 14
- Desechos inadmisibles
  - Control de temperatura
  - Aceites y grasas
  - pH control

Materias tóxicas.

Sólidos

#### 2.4. CARACTERISTICAS DE CALIDAD DE LOS ESCURRIMIENTOS PLUVIALES

- Escurrimientos pluviales como un vector de contaminación
- Efectos de contaminación
- Calidad de los escurrimientos urbanos
- Calidad de los escurrimientos agrícolas

## 3. METODOS DE DISEÑO SIMPLIFICADO

El llamado método de Chicago, según la versión presentada por Jens y McPherson en el capítulo 20 del Manual de hidrología aplicada editado por Chow, se puede resumir de la manera siguiente:

Se subdivide la zona servida en subzonas y se identifica el tipo de suelo de cada una para definir los coeficientes hidrológicos respectivos; en seguida se escogen las características de la lluvia de diseño, incluyendo la precipitación antecedente y se procede a la determinación de los hidrogramas de ingreso.

Después se hacen las deducciones necesarias para convertir a esos hidrogramas en hidrogramas de ingreso a coladeras y conductos secundarios y primarios; para tal fin se tienen en cuenta las pérdidas por infiltración, el almacenamiento en charcos y depresiones, así como el almacenamiento temporal en la superficie o en las tuberías, según el caso. Esta forma de manejar el proceso hidrológico es sin duda la parte más interesante del procedimiento, pues sólo recientemente los conceptos expresados han sido incluidos en el análisis moderno de sistemas hidrológicos;



sin embargo, tanto la forma de los histogramas de partida como los criterios para fijar las deducciones, fueron elaborados precisamente para el lugar en que se han utilizado, de acuerdo con mediciones hechas a propósito, de tal manera que su extrapolación a otros sitios resulta más que problemática.

Por lo demás, a partir de los resultados descritos, es posible formar "cartas de diseño" que permiten determinar el gasto máximo en cada una de las tuberías del sistema, para proceder a su correspondiente diseño.

En el libro de Viessman, Harbaugh y Knapp, *Introduction to Hydrology*, se hace una presentación sucinta del método racional; de allí han sido tomadas las figuras y los datos del ejemplo con el que se hará la descripción del método.

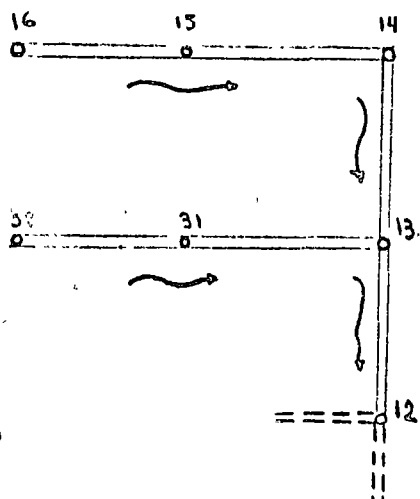


Fig 1

En la fig. 1 se muestra una parte de la red que se pretende analizar en los términos expresados en la tabla A, en donde los datos de partida son los tamaños de las subáreas que dre-

nan hacia los puntos 16, 15, 14, etc y los coeficientes de escurrimiento de ellas, tomados de la tabla 8-11 del libro mencionado. También son datos las longitudes, rugosidades ( $n=0.013$ ) y pendientes de las tuberías del sistema, según se muestra en la tabla de referencia. Además, se dispone de la fig. 2, que proporciona un criterio para la determinación de los tiempos de concentración de las áreas extre-

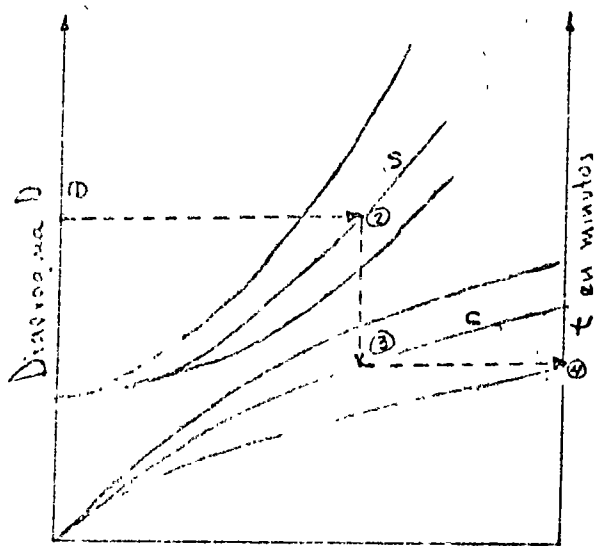
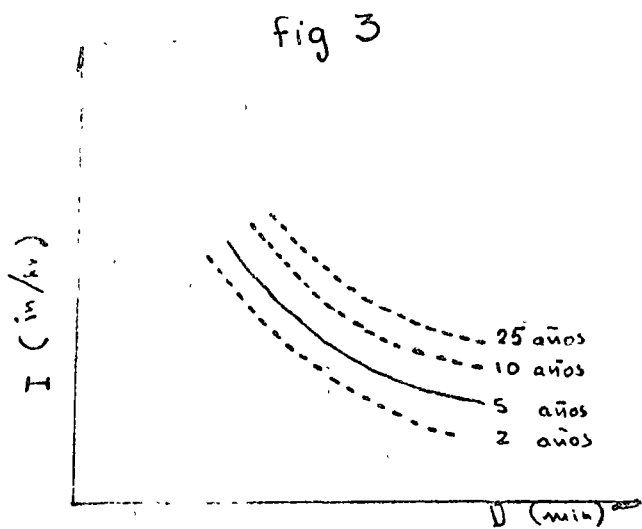


fig 2

mas (las que drenan hacia los puntos 16 y 32) y se especifica que esos tiempos no deben ser mayores de 20 min. Para emplear este criterio, con la distancia del punto de la subárea más alejado del punto de captación ( $D$ ), se avanza desde el punto 1 en la fig., hasta la identificación de la pendiente media  $S$ , punto 2, para ascender de allí hasta la curva de valor  $C$  (punto 3), correspondiente al coeficiente de escurrimiento seleccionado para la subárea; de allí, se avanza con una horizontal hasta el punto 4, que indica cuál debe ser el tiempo de concentración para la subárea extrema. Se supone además que, a partir de los datos de mediciones previas, se ha elaborado la fig. 3, que es -

mas (las que drenan hacia los puntos 16 y 32) y se especifica que esos tiempos no deben ser mayores de 20 min. Para emplear este criterio, con la distancia del punto de la subárea más alejado del punto de captación ( $D$ ), se avanza desde el punto 1 en la fig., hasta la identificación de la pendiente media  $S$ , punto 2, para ascender de allí hasta la curva de valor  $C$  (punto 3), correspondiente al coeficiente de escurrimiento seleccionado para la subárea; de allí, se avanza con una horizontal hasta el punto 4, que indica cuál debe ser el tiempo de concentración para la subárea extrema. Se supone además que, a partir de los datos de mediciones previas, se ha elaborado la fig. 3, que es -

una familia de curvas intensidad duración frecuencia - para el lugar y se considera que el diseño se hará para una frecuencia de 5 años, en el ejemplo considerado. Como se verá después, seleccionada la frecuencia,



a partir de la duración calculada para cada punto de la red, se podrá deducir el gasto hasta el punto considerado, aplicando la fórmula racional  $Q = CIA$ ; en donde el gasto está dado en  $ft^3/sec$ ,  $C$  es el coeficiente de escurrimien-

to;  $I$  es la intensidad obtenida como arriba se indicó - y  $A$  es el área en acres, acumulada hasta el sitio en donde se desea hacer la determinación.

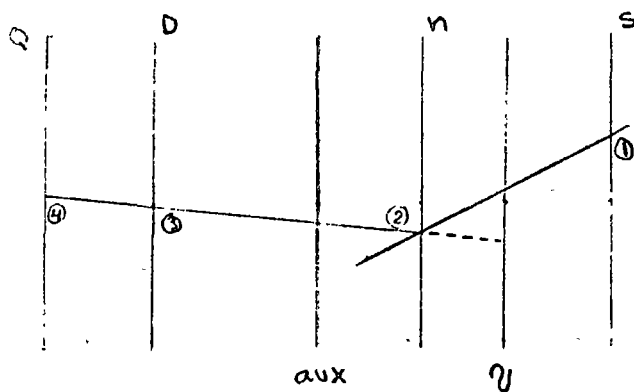
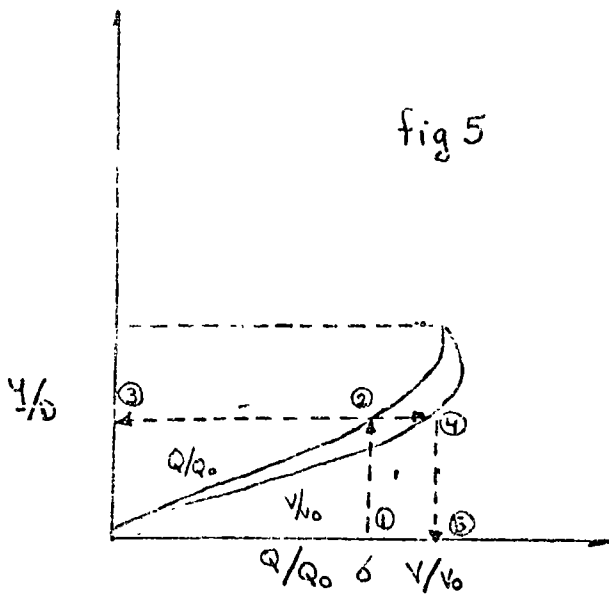


Fig 4

Complementan la información - preliminar las figuras 4 y 5; la primera es un nomograma para la aplicación de la fórmula de Manning. En este día - co se ingresará con la pendiente  $S$  del conducto, punto ①, que se unirá con la

rugosidad del mismo, en el punto ②. Se procederá después a seleccionar un diámetro comercial, punto ③, de tal suerte que se determine un gasto, en el punto ④, que resulte ser ligeramente superior al que, según la fórmula racional,



debiá llevar el conducto-analizado, suponiendo que éste funcionara lleno. Además, al prolongar la recta ④-② hasta cortar el eje  $v$ , se determinará el punto ⑤ que permite determinar la velocidad del líquido en el tubo lleno.

Por tal razón, el análisis debe complementarse con la fig. 5, tomada del libro de Chow "Open Channel Hydraulics".

En esta figura se entra con el cociente gasto real (el de la fórmula racional) entre el gasto a tubo lleno (el de la fórmula de Manning previamente calculado en la fig. 4) y se asciende hasta el punto ②, sobre la curva  $Q/Q_0$ ; caminan-

do horizontalmente a la izquierda se determina la relación tirante "real" entre diámetro, punto ③, y se-

minando hacia la derecha se determina, primero, el punto (4) sobre la curva velocidad "real" entre velocidad a tubo lleno, para después, al descender hacia (5), determinar dicha relación. De esta manera se puede calcular el tiempo de recorrido en el tubo en estudio, dividiendo su longitud entre la velocidad "real".

Para hacer el diseño del sistema mostrado en la fig. 1 siguiendo el método racional, se principiará por los puntos extremos de la red, 1-6 y 3-2, cuyos tiempos de recorrido se consideran de 20 min. Esto permite definir las intensidades (columna 10) a partir de la fig. 3. Después, con el área acumulada hasta esos puntos y los coeficientes de escurrimiento (columna 9) se calcula el gasto (columna 12). Con la pendiente (columna 13) y la rugosidad seleccionada, se escoge el diámetro necesario (columna 14) para transportar el gasto y se determina el gasto a tubo lleno (columna 15) y la velocidad a tubo lleno (columna 16); después, con el cociente  $Q/Q_0$ , (columnas 12 y 15) y con ayuda de la fig. 5, se pueden calcular, conocido el diámetro, el tirante "real" (columna 19) y la velocidad "real", (columna 17). Esta última, junto con la longitud del tubo (columna 4), permite calcular el tiempo de reco-

rrido hasta el punto siguiente 1-5 ó 3-1 (columna 8), lo que, a su vez, permite calcular, por acumulación, los tiempos de flujo hacia esos puntos (columna 7) y de esa manera los gastos en los siguientes tramos, para tubos colocados en serie. Así se avanza hasta la confluencia 13, en donde el tiempo de flujo para la selección de I, en la fig. 3, será el que resulte mayor de las tuberías que allí concurren.

Para emplear el método gráfico alemán, se supone que el hidrograma de cada subárea está formado por una rama recta, ascendente durante el tiempo de concentra-

ción  $t_c$  hasta alcanzar el gasto máximo dado por la fórmula racional; después, este gasto permanece constante todo el resto de la duración de la tormenta y finalmente desciende a cero linealmente durante un tiempo  $t'_c$  de

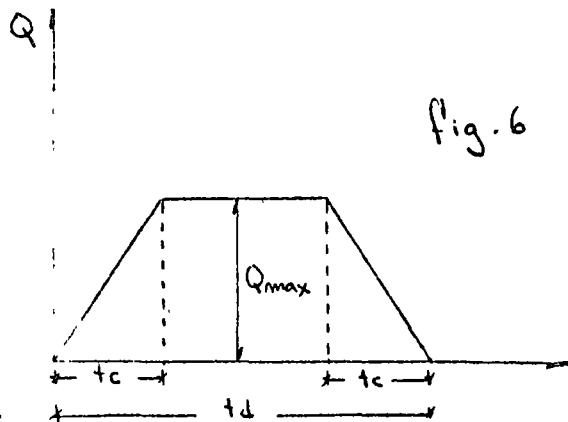


fig. 6

igual magnitud que el de concentración, fig. 6. Este último se puede calcular con cualquier criterio clásico, por ejemplo haciendo  $t_c = 0.303 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$ , en donde  $L$  es la longitud más lejana de la subcuenca

al punto en estudio en  $m$ ,  $S$  es la pendiente en  $\%$  y  $t_c$  está dado en minutos.

Cuando se hace un diseño con el método gráfico alemán, se supone que en las secciones sobre una misma tubería, los hidrogramas de las subáreas se deben sumar a partir de que termino de transcurrir el tiempo de concentración del hidrograma de la sección inmediata de aguas abajo. Si se trata de tuberías concurrentes, los hidrogramas se superponen desde un principio, sin desfaseamiento.

Con referencia al sistema mostrado en la figura 7, por ejemplo, en el punto 1 solamente se consideraría el hidrograma

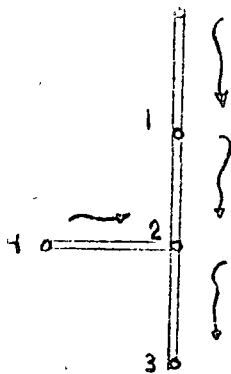


fig. 7

ma de ordenada  $Q_1$ ; en cambio,

para el punto 2 el hidrograma de diseño sería la superposición del hidrograma  $Q_2$  más el  $Q_4$

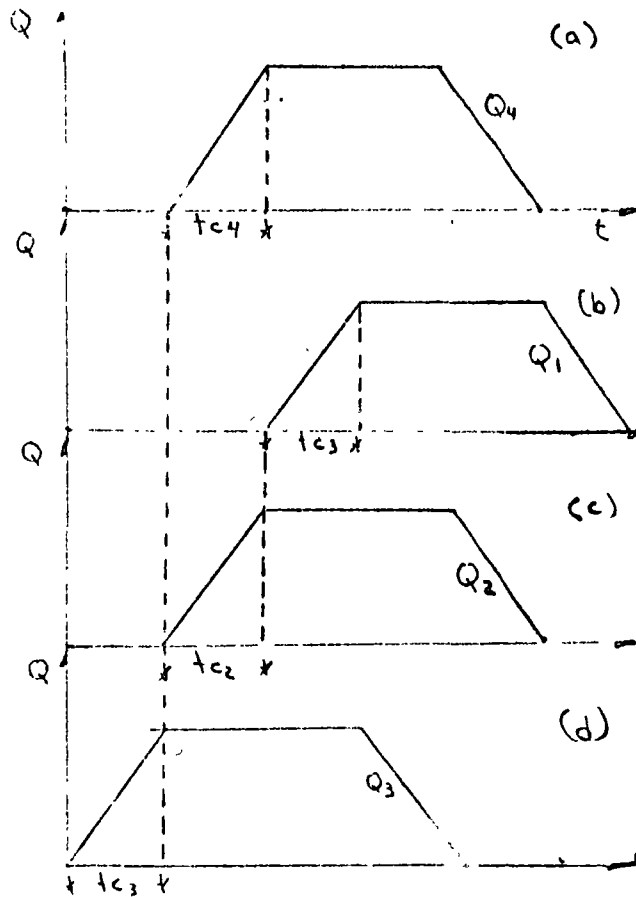
(figs. 8(c) y 8(a)) empezando al mismo tiempo, más el hidrograma

$Q_1$  que se habría desfasado

$t_{c2}$ . Finalmente, el hidrograma

de diseño para la sección 3 se obtendría de la superposición del hidrograma de la fig. 8d ( $Q_3$ ) más

los hidrogramas de las figs. 8c y 8a ( $Q_2$  y  $Q_4$ ) defasados  $t_{c2}$  y más el hidrograma de la figura 8b ( $Q_1$ ) defasado  $t_{c3} + t_{c2}$ . En 1973, J. Keser presentó un método llama-



figs 8

do "de los elementos", que constituye una actualización del método gráfico alemán; en este procedimiento ha tratado de reducirse el empirismo del método tradicional y se ha buscado su comprobación por medio de mediciones hechas en las ciudades del norte de Alemania, con resultados satisfactorios. El procedimiento puede leerse en el cuaderno 27 de los reportes del Instituto de Hidráulica de la Universidad de Hannover, publicado en 1973.

Para terminar esta breve exposición sobre métodos de diseño simplificado se hará mención a dos experiencias de algún interés realizadas en México, aparte de las hechas en Acapulco que serán relatadas en el segundo capítulo. La primera experiencia la llevó a cabo Ramón Domínguez en el Instituto de Ingeniería. La segunda -



fue realizada por Ernesto Vázquez en DIRAC

Para el primer trabajo, se hizo el cálculo para redes urbanas de diferente extensión (de 12,500 a 3,750,000 m<sup>2</sup>), del funcionamiento de las mismas redes utilizando el método racional, el método gráfico alemán y un modelo matemático similar al que se describirá en el segundo capítulo. La comparación de los resultados obtenidos con los tres criterios de diseño, mostró que el método racional da los mayores gastos, el gráfico alemán los mínimos y el modelo matemático da valores intermedios, aunque más cargado hacia el método racional. Estas discrepancias se acentúan tanto más, cuanto mayor es la extensión de las áreas servidas. Todo parece indicar que el efecto del almacenaje en la red, tanto mayor cuanto más extensa es ella, conduce a errores por exceso en el método racional y, por defecto en el gráfico alemán.

Para el segundo estudio, después del análisis de unas 40 subzonas en el área metropolitana de la Cd de México, hechas con el modelo matemático, se obtuvo una fórmula aproximada para predecir el gasto esperado en subzonas no mayores de 3.5 Km<sup>2</sup>; esta fórmula dio un coeficiente de correlación de 0.88 y estable-

ce que el gasto de pico es:  $Q = 1.74 \phi^{3.33} S^{0.023} q^{0.64}$ ,  
 donde  $\phi$  es un índice geométrico dado por:

$$\phi = \frac{1}{N_c} \sum \frac{ds}{\sqrt{d_1^2 + d_2^2 + \dots}} ;$$

$S$  es la pendiente promedio de los conductos considerados y  $q$  es la suma de los gastos pico de ingreso a la red.  $N_c$  es el número de confluencias y  $ds$  el diámetro después de la confluencia.

Con referencia a la fig. 9, el factor geométrico estaría dado por:

$$\phi = \frac{1}{3} \left[ \frac{d_1}{\sqrt{d_2^2 + d_2^2}} + \frac{d_2}{\sqrt{d_3^2 + d_3^2}} + \frac{d_2}{\sqrt{d_3^2 + d_3^2}} \right]$$

en atención a que en esa red existen tres confluencias; una de dos tubos de

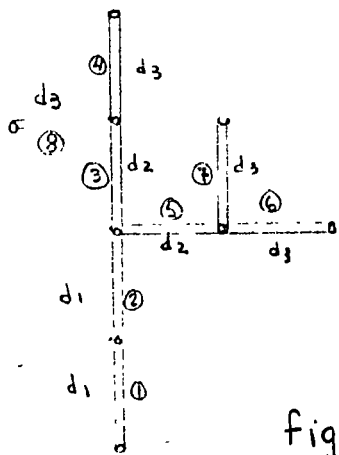


fig 9

una de dos tubos de diámetro  $d_2$  a una de diámetro  $d_1$  y, dos de diámetros  $d_3$  a  $d_2$ .  $S$  es la pendiente promedio de los tubos ①, ②, ..., hasta ⑧. Finalmente, si los gastos de pico de los

puntos de ingreso a la red son  $q_i$ , resulta que  $q = \sum_{i=1}^N q_i$ .

#### 4.3 APROVECHAMIENTO DE LA TOPOGRAFIA

Es obvio que el mejor proyecto será aquél cuyo costo de construcción, operación y mantenimiento sea mínimo. La eficiencia de este proyecto se reflejará en los diámetros de tubería seleccionados en donde deben haberse contemplado todas las especificaciones inherentes.

Como en las especificaciones anteriores sólo serán permitidos un rango de diámetros, cuyo mínimo obedece a la experiencia en la conservación y operación de estos sistemas a través del tiempo, y se ha llegado a la conclusión que es de 20 cms. ya que se evita de esta manera las frecuentes obstrucciones en las tuberías.

El diámetro máximo que puede emplearse en las tuberías tiene en cuenta la capacidad necesaria del conducto y las condiciones topográficas del tramo en que pretenda instalarse la misma; esto incluye el colchón mínimo que deberá colocarse para protegerlo de las cargas rodantes. Conviene hacer notar que para tuberías cuyos diámetros sean de 1.52 m. o mayores, es más económico colar en el sitio mismo en que van a quedar instaladas, que colocar tramos de tubería prefabricada.

#### 4.4 NORMAS PRINCIPALES Y REFERENCIAS

##### 4.4.1 Ruptura y reposición de pavimentos

Se entenderá por ruptura de pavimentos la operación consistente en romper y remover los siguientes tipos de pavimentos:

- a) pavimentos de empedrado
- b) pavimento de adoquines
- c) pavimento de asfalto
- d) pavimento de concreto

Cuando el material producto de la ruptura pueda ser utilizado posteriormente en la reconstrucción de los pavimentos, deberá ser dispuesto a uno o a ambos lados de la zanja en forma tal que no sufra deterioro alguno, ni cause interferencias con los trabajos de construcción; si no, deberá ser retirado a un sitio de disposición final.

Se entenderá por reposición de pavimentos la operación consistente en construir nuevamente los pavimentos que hubieren sido removidos para la apertura de zanjas. El pavimento reconstruido deberá ser del mismo material y características que el pavimento original. Deberá -- quedar al mismo nivel que aquél, evitándose la formación de topes o -- presiones.

#### 4.2 Excavación de zanjas

Se entenderá por excavación en zanjas la que se realice para alojar la tubería de la red de atarjeas, incluyendo las operaciones necesarias para amacizar o limpiar la plantilla y taludes de la misma, la remoción del material producto de las excavaciones, su colocación a -- uno o a ambos lados de la zanja y la conservación de dichas excavaciones por el tiempo que se requiera para la instalación satisfactoria de la tubería.

Las dimensiones de las excavaciones que formarán las zanjas variarán en función del diámetro de la tubería que quedará alojada en las mismas, como se muestra en la tabla 4.2.1.

#### 4.4.3 Plantillas

Cuando el fondo de las excavaciones donde se instalarán las tuberías para la red de atarjeas no ofrezca la consistencia necesaria para sustentarlas y mantenerlas en su posición en forma estable, o cuando la excavación haya sido efectuada en roca, que por su naturaleza no -- haya podido afinarse de tal manera que la tubería no tenga el asiento correcto, se construirá una plantilla afinada de 10 cm. de espesor mínimo, hecha con pedacería de tabique, tezontle, piedra triturada o -- cualquier otro material adecuado para dejar una superficie nivelada -- para la correcta colocación y asiento del tubo.

Tabla 4.2.1.- Ancho de las zanjas según la profundidad de su fondo y del diámetro de las tuberías que se instalarán en ellas. En centímetros.

Diámetro cm.	P r o f u n d i d a d e s   e n   m e t r o s										
	hasta	1.26	1.76	2.26	2.76	3.26	3.76	4.26	4.76	5.26	5.76
	1.25	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a
		1.75	2.25	2.75	3.25	3.75	4.25	4.75	5.25	5.75	6.25
15	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
20	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
25	70	70	70	70	70	70	75	75	75	80	80
30	75	75	75	75	75	75	75	75	75	80	80
38		90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
45		110	110	110	110	110	110	110	110	110	110
61		135	135	135	135	135	135	135	135	135	135
76		155	155	155	155	155	155	155	155	155	155
91			175	175	175	175	175	175	175	175	175
107			190	190	190	190	190	190	190	190	190
122				210	210	210	210	210	210	210	210
152				245	245	245	245	245	245	245	245
183					280	280	280	280	280	280	280
213					320	320	320	320	320	320	320
244						360	360	360	360	360	360

#### 4.4.4 Instalación de tuberías de concreto

Se entenderá por instalación de tubería de concreto para alcantarillado al conjunto de operaciones que deban ejecutarse para colocar - en forma definitiva la tubería de concreto simple o reforzado, ya sea de macho y campana o de espiga que se requiera para la construcción de redes de alcantarillado.

La colocación de la tubería de concreto se hará de tal manera que en ningún caso se tenga una desviación mayor que 5 mm. en la alineación o nivel de proyecto, cuando se trate de tubería hasta de 61 cm. de diámetro y de 10 mm. cuando se trate de diámetros mayores.

La impermeabilidad de los tubos de concreto y sus juntas se probará de las siguientes maneras:

- a) prueba hidrostática accidental.- Esta prueba consistirá en dar a la parte más baja de la tubería una carga de agua que no excederá de un tirante de 2 m. Se hará anclando, con relleno del producto de la excavación, la parte central de los tubos y dejando totalmente libre las juntas de los mismos. Si el junteo está defectuoso y las juntas acusaran fugas se procederá a descargar la tubería y rehacer las juntas defectuosas.
- b) prueba hidrostática sistemática.- Esta prueba se hará en todos los casos en que no se haga la prueba accidental, consiste en vaciar en el pozo de visita, aguas arriba del tramo por probar, el contenido de agua de una "pipa" de 5 m<sup>3</sup> de capacidad, que desagüe al citado pozo de visita, mediante una manguera de 15 cm. de diámetro. Si las juntas presentan fugas por la parte inferior de las juntas de los tubos de concreto, se procederá a la reparación inmediata de las juntas defectuosas y se repetirá esta prueba hasta que la misma acuse un junteo correcto.

#### 4.4.5 Construcción de pozos de visita y cajas de caída

Se entenderán por pozos de visita las estructuras diseñadas y destinadas para permitir el acceso al interior de las tuberías de alcantarillado.

allado. Estas estructuras serán construidas en los lugares que señale el proyecto. No se permitirá que existan más de 125 m. instalados de tubería de alcantarillado sin que estén terminados los respectivos pozos de visita.

La construcción de la cimentación de los pozos de visita deberá hacerse previamente a la colocación de las tuberías para evitar que -- se tenga que excavar bajo los extremos de las tuberías y que éstas sufran desalojamientos. Al construir la base de concreto de los pozos de visita se harán en ellas los canales de "media caña" correspondientes.

Cuando existan cajas de caída que formen parte del alcantarillado, éstas podrán ser de dos tipos:

- a) cajas de altura inferior a 0.5 m.
- b) cajas de altura entre 0.5 m. y 2 m.

#### 4.4.6 Colocación de brocales, tapas y coladeras

Se entenderá por colocación de brocales, tapas y coladeras los -- trabajos de colocación que se ejecuten en la parte superior de los pozos de visita correspondientes. Dichos brocales, tapas y coladeras podrán ser de fierro fundido o de concreto.

#### 4.4.7 Relleno de zanjas

Por relleno de zanjas se entenderá el conjunto de operaciones que deberán ejecutarse para rellenar hasta el nivel original del terreno -- natural o hasta los niveles señalados por el proyecto, las excavaciones que se hayan realizado para alojar las tuberías de una red de atarjeas.

La primera parte del relleno se hará invariablemente empleando en ella tierra libre de piedra y deberá ser cuidadosamente colocada y compactada a los lados de los simientos de estructuras y abajo y a ambos lados de las tuberías.

#### 4.4.3 Líneas emisoras

Se entenderá por línea emisora al conjunto de obras e instalaciones sanitarias proyectadas y destinadas a recolectar, conducir y alejar de los asentamientos humanos, las aguas negras y pluviales recibidas por el sistema de alcantarillado, hasta su disposición final.

Si son a cielo abierto, se observarán las especificaciones recomendadas para canales y si son construidas mediante tuberías, se seguirán las especificaciones aquí anotadas.

#### 4.4.9 Suministro de tuberías de concreto

Se entiende por suministro de tuberías de concreto todas las operaciones necesarias para hacer entrega de las tuberías que componen un sistema de alcantarillado.

Todos los tubos de concreto sin reforzar tendrán la misma calidad y deberán cumplir con lo siguiente:

- a) las dimensiones especificadas por contrato y serán de macho y campana
- b) las variaciones permisibles en las dimensiones preestablecidas por contrato no deberán exceder de lo especificado en el mismo contrato, excepto en el espesor de las paredes del tubo, el cual podrá ser mayor a lo especificado, siempre y cuando cumpla con todas las otras especificaciones.
- c) El concreto estará constituido por cemento, agregados y agua. Estos materiales deberán cumplir con las especificaciones ASTM correspondientes.
- d) Los agregados, el cemento y el agua, se medirán, graduarán y proporcionarán en forma adecuada para fabricar los tubos de la calidad y diseño requeridos, pero en ningún caso la proporción de cemento Portland de la mezcla será menor de 350 Kg/m<sup>3</sup> de concreto.
- e) La resistencia al aplastamiento medida por los métodos de apoyo en tres aristas y de apoyos de arena, no será menor de lo especificado en contrato.
- f) la cantidad de agua absorbida en las condiciones estipuladas para la prueba de absorción, no deberá pasar del 8% del peso inicial de los



pedazos de tubo en seco.

Los tubos deberán estar libres de roturas y grietas, grandes o profundas, sin embargo, podrán admitirse grietas o roturas en la extremidad del macho del tubo que no lleguen a un tercio de la profundidad de la campana, o bien, que en la campana no lleguen a los dos tercios de su profundidad.

Los tubos deberán ser interiormente impermeabilizados con un producto asfáltico de fraguado medio, presentando una superficie libre de escurrimientos, gotas, etc.

Los tubos deberán ser curados por medio de agua, vapor o por medio de películas impermeables.

Los tubos de concreto reforzado fabricados para alcantarillado deberán cumplir con las siguientes especificaciones:

- a) el contrato deberá especificar el espesor del tubo, diámetro interior, área total de acero de refuerzo y la resistencia del concreto.
- b) asimismo, deberá especificarse la forma del refuerzo circunferencial, el espaciamiento máximo de los anillos y el recubrimiento mínimo de concreto.
- c) el número de líneas de refuerzo circular o elíptico
- d) la longitud mínima de traslape, la calidad del acero por usar

En lo referente a los materiales, proporcionamiento, resistencia al aplastamiento y absorción del agua, se siguen especificaciones similares a las de los tubos de concreto sin refuerzo, así como a lo relativo a grietas o roturas, a su tratamiento interior de impermeabilizante y al curado de los mismos.

### 5: METODO DE DIFERENCIAS FINITAS (TEORIA)

La conclusión de mayor interés en la primera parte, es la necesidad de disponer de métodos para el análisis de redes de alcantarillado que incluyan el efecto de almacenaje y en los que se haga una idealización menos tosca del funcionamiento del conjunto. Para ello, se va a presentar un modelo matemático del todo similar a los que, con algunas variantes, han sido usados con éxito en el Instituto de Ingeniería y en DIRAC.

Según este modelo, las tuberías se consideran constituidas por "Celdas" que forman elementos finitos en la red; esta sub-división, que es mas o menos arbitraria, debe considerar como celdas especiales a las confluencias. Por lo demás, los ingresos a la red se consideran hechos en algunas de las celdas intermedias y las salidas se simulan en las celdas terminales, de acuerdo con las condiciones de descarga previstas, fijando así las condiciones de frontera del sistema.

Por otra parte, al considerar el efecto del almacenaje en el procedimiento, se tiene previsto que al ocurrir el repletamiento de una de las celdas, se empezaría a cuantificar el volumen potencial de inundación, integrado en cada celda por la suma del agua que escaparía de la red a través de las coladeras, mas los volúmenes de lluvia que, en esas condiciones, ya no podrían ingresar a la red.

Los hidrogramas de ingreso a las celdas intermedias se pueden determinar con cualquier procedimiento, incluyendo la fórmula racional; el criterio para su definición tiene una importancia tanto mayor, cuanto mas reducida es la extensión de la zona servida por la red.

El modelo simula así el funcionamiento hidráulico de toda la red, valiéndose del establecimiento de las ecuaciones de continuidad y dinámica en cada una de las celdas, teniendo en cuenta la relación entre ellas

La ecuación de continuidad establece simplemente que la suma de los ingresos a la celda (desde otras celdas o desde el exterior) es igual al almacenamiento (positivo o negativo) que ocurre en la celda, más las salidas (hacia otras celdas o hacia el exterior).

La ecuación dinámica establece el teorema de D'Alembert en celdas "equivalentes", en los términos descritos más adelante. Los elementos que figuran en esta ecuación son la diferencia de presiones, la componente del peso y el efecto de la fricción por una parte y el cambio en el tiempo de la cantidad de movimiento por la otra puesto que, en este caso, la masa de la celda "equivalente" puede ser variable en el tiempo.

Además, todos los elementos que determinan las ecuaciones de continuidad y dinámica se linealizan previamente, con los procedimientos que se describirán después. De esta manera, se logra establecer, para cada instante en que se establecen las ecuaciones en las celdas, un sistema de ecuaciones lineales en donde las incógnitas son los tirantes y las velocidades en cada celda. Por otra parte, los elementos de la matriz del sistema planteado y los del vector término independiente dependen de la geometría de la red, de los ingresos y de las características hidráulicas de la red en el instante inmediato anterior. Con esto se fija, en realidad, un criterio iterativo que permite ir conociendo en cada instante los tirantes y las velocidades, para inferir de allí la posible insuficiencia de la red y los lugares en donde tal insuficiencia se hace manifiesta, dando así, además un criterio para su mejoramiento.

Adicionalmente, cabe mencionar que si se hace el análisis para diferentes períodos de retorno, se puede saber cual es la insuficiencia posible de la red en cada caso, para conocer así tanto la esperanza de insuficiencia como posibles índices de mejoramiento si se modifica la red originalmente estudiada.

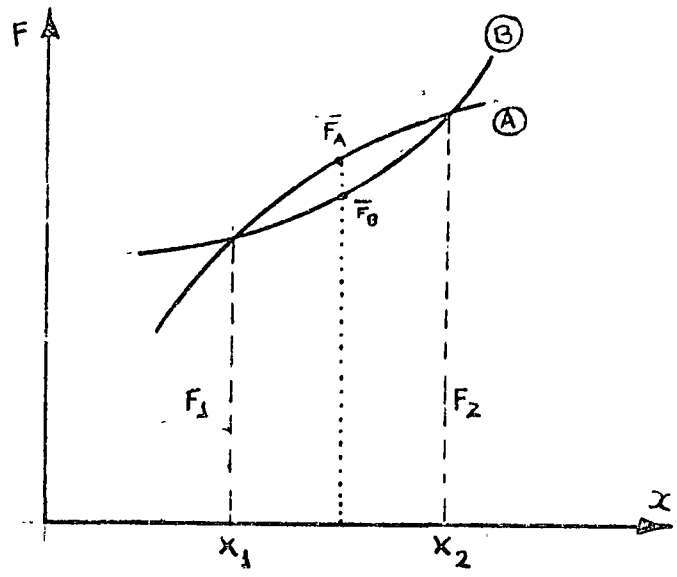


Fig. 1

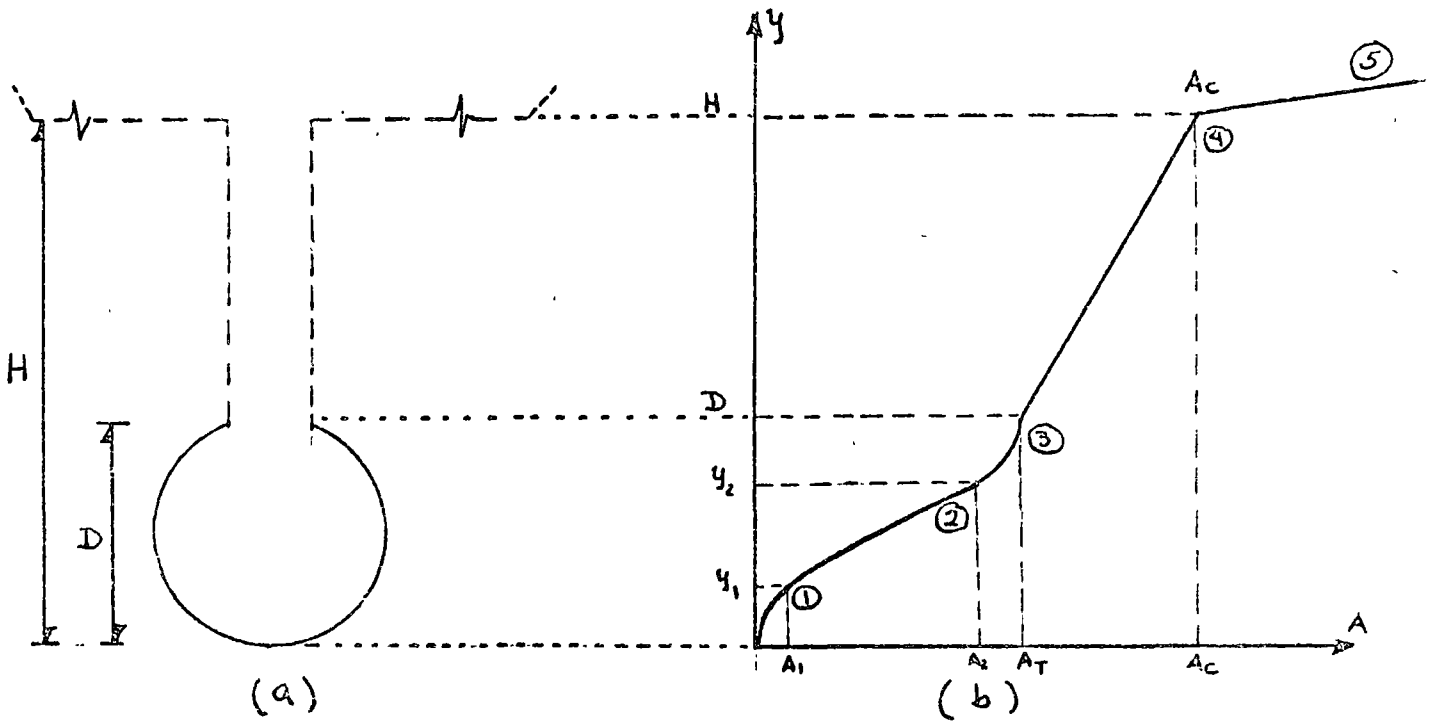


Fig. 2

Ahora bien, de acuerdo con lo anteriormente asan-  
tado, resulta importante estudiar, en primer término, la forma  
en que se realiza la linealización y, en segundo, la forma de  
realizar la formación de las celdas, la nomenclatura por am-  
pliar y la manera de introducir las condiciones de frontera

Si la función  $F(x)$  tiene una gráfica como  
la mostrada en las curvas (A) ó (B) de la fig 1, el punto  
medio  $\bar{F}$  entre los valores  $F_1$  y  $F_2$  podría definirse como  
 $\bar{F} = (1-k)F_1 + kF_2 \dots (1)$ , de tal modo que el valor de  $k$  se  
podría seleccionar si se conoce la forma de la curva; obsérvese  
que si se toma  $k=0,5$ ,  $\bar{F}$  resultaría ser el promedio aritmético  
de  $F_1$  y  $F_2$ , mismo que podría estar localizado encima de  
(B) o debajo de (A), de tal manera que si el valor de  $F_2$  se  
quisiera inferir por medio del valor de  $F_1$ , se podría come-  
ter un error que al irse acumulando, hiciera cada vez me-  
nos exacta tal inferencia. Por otra parte, si se supone  
que  $x_2 = x_1 + \Delta x$ , se podrá escribir  $\bar{F} = F_1 + k(F_2 - F_1) = F_1 + k\Delta F$   
o bien:

$$\bar{F} = F_1 + k \left( \frac{\partial F}{\partial x} \right)_1 (x_2 - x_1) \dots (2)$$

Alternativamente en los desarrollos subsecuentes  
se usarán la fórmula (1) o la (2) en los procesos de linealización y  
se hará la selección de  $k$  según convenga en cada caso en particular.

En la fig. 2(b) se muestra como se puede hacer  
una linealización aproximada de la variación del área  $A$  de una celda,  
con respecto al frente  $Y$ . Los puntos (1) y (2) se han seleccionado  
arbitrariamente, siguiendo la forma de la curva del área "real". La  
rama (3)-(4) está seleccionada de tal modo que  $(A_c - A_T)$  repre-  
sente el almacenaje que puede obtenerse en atarjeas y pozos  
de visita y la rama (4)-(5) de modo que  $(A - A_c)$  represente  
el "almacenaje" en la calle. Así, el área se puede representar  
en los siguientes términos:

$$\text{si } 0 < Y \leq Y_1, \quad A = A_1/Y_1 \quad y = m_1 Y + b_1$$

$$\text{si } Y_1 < Y \leq Y_2, \quad A = \frac{A_2 - A_1}{Y_2 - Y_1} Y + A_2 - \left( \frac{A_2 - A_1}{Y_2 - Y_1} \right) Y_2 = m_2 Y + b_2$$

$$\text{si } Y_2 < y \leq D, A = \frac{A_T - A_z}{D - Y_2} y + A_r - \left( \frac{A_T - A_z}{D - Y_2} \right) D = m_3 y + b_3,$$

Además, para estudiar el almacenaje se puede establecer que:

$$\text{si } D < y \leq H, A = \frac{A_c - A_T}{H - D} y + A_c - \left( \frac{A_c - A_T}{H - D} \right) H = m_4 y + b_4,$$

$$\text{si } H < y, A = 100\,000 \frac{A_c}{H} y - 99\,999 A_c, \text{ en donde:}$$

$$A_c = \frac{P A_T}{H - D} l + A_T$$

Por lo que toca a la presión, dado que esta se define como  $P = \gamma \int_A y dA$ , se puede obtener un resultado del todo similar al anterior, para escribir simplemente  $P = n_i y + c_i$ , en cada uno de los intervalos considerados.

Ahora bien como el establecimiento de las ecuaciones de continuidad y dinámica se deben establecer para las condiciones que ocurren en promedio entre el instante  $(v)$ , de datos conocidos y el  $(N)$  de datos por calcular, resultará para cada uno de los elementos involucrados en el cálculo que:

I. Para el gasto  $Q = VA$ :

$$\begin{aligned} \bar{Q} &= \bar{v} \bar{a} = (\bar{v}_v + k \Delta v) (A_v + k \Delta A) \\ &= Q_v (1 - 2k) + k A_v \bar{v}_N + k \bar{v}_v A_N \\ \bar{Q} &= Q_v (1 - 2k) + k A_v \bar{v}_N + k \bar{v}_v (m_i y_j + b_j) \dots (3) \end{aligned}$$

II: Para la diferencia de presiones:

$$\begin{aligned} \Delta P &= \bar{P}_3 - \bar{P}_2 = (1 - k) P_{3v} + k P_{3N} - (1 - k) P_{2v} - k P_{2N} \\ &= (1 - k) (P_{3v} - P_{2v}) + k P_{3N} - k P_{2N} \\ \text{ó} \quad \Delta P &= (1 - k) (P_{3v} - P_{2v}) + k (n_i y_j + c_i) - k (n_{i+1} y_j + c_{i+1}) \dots (4) \end{aligned}$$

III: Para la componente determinar el peso propio.

$$\begin{aligned} \bar{W} &= \gamma \Delta z \bar{a} = \gamma \Delta z [(1 - k) A_v + k A_N] \\ \text{ó} \quad \bar{W} &= \gamma \Delta z (1 - k) A_v + \gamma \Delta z k (m_i y_j + b_j) \dots (5) \end{aligned}$$

IV.- Para la fricción:

$$\bar{F} = F_V + K \Delta F = \gamma l F_V |V_V| V_V + 2K \gamma l F_V |V_V| V_N \dots (6)$$

$$\text{con } F_V = A_V \left( \frac{V}{R^{2/3}} \right)^2$$

V.- Para el almacenaje:

$$\Delta L_m = (A_N - A_V) \gamma l \Delta t$$

$$= (m_i \gamma + b_i) \gamma l \Delta t - A_V \gamma l \Delta t \dots (7)$$

y para la cantidad de movimiento:

$$\frac{d}{dt} (mv) = m \frac{dv}{dt} + v \frac{dm}{dt}$$

$$= \frac{\gamma A_V l}{g} \left[ \frac{V_N - V_V}{\Delta t} \right] + V_V \frac{\gamma l}{g} \left[ \frac{A_N - A_V}{\Delta t} \right]$$

$$\text{ó } \frac{d}{dt} (mv) = - \frac{\gamma l}{g \Delta t} A_V V_V + \frac{\gamma l}{g \Delta t} A_V V_N + \frac{\gamma l}{g \Delta t} V_V (m_i \gamma + b_i) \dots (8)$$

Por otra parte, según se muestra en las figuras 3, para un sistema cualquiera se ha indicado la nomenclatura de las 14 celdas en que se considera dividido, dando especial importancia a las confluencias 3, 6 y 8. En la fig. 3a se muestran las áreas tributarias de cada una de las celdas, áreas que permitirían calcular los hidrogramas de ingreso a la red, en la forma indicada en la fig 3b. Además, en la fig 3c se designa con  $\gamma_i$  al tirante que exista en cada celda, mientras que en la fig 3d se indica la nomenclatura de las velocidades que salen de cada celda.

Por lo que se refiere a las condiciones de salida, con referencia a la fig. 4, podría decirse que si  $\gamma_o \leq \gamma_c$  (Crítico) la descarga es libre y solo depende de  $\gamma_i$ ; si por el contrario  $\gamma_o > \gamma_c$ , la descarga será ahogada y dependerá tanto de  $\gamma_i$  como de  $\gamma_o$ . Por tal motivo será necesario calcular primero, para el gasto de descarga en el instante considerado, cual es el tirante crítico, para decidir la condición de frontera correspondiente; si el tirante aguas abajo supera al crítico, se obra a la celda

terminal un tratamiento análogo al de las celdas intermedias\*;  
pero si no es así habría necesidad de considerar a esta celda  
de la manera especial que se describirá posteriormente.

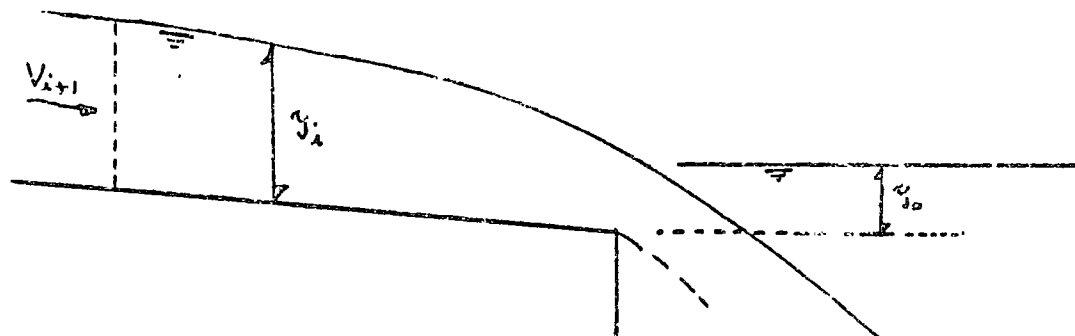


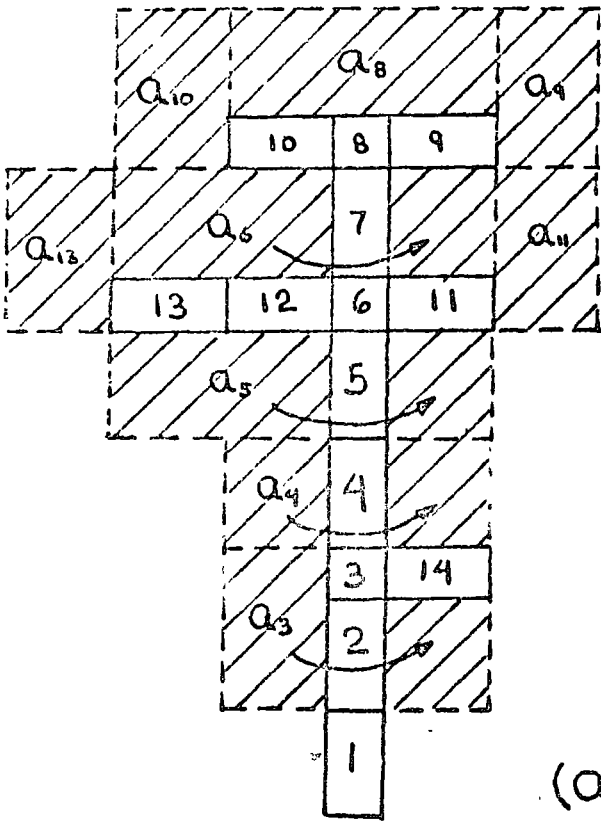
Fig. No 4

Nota: Aún cuando es muy sencilla la corrección que debería hacerse si el intervalo en el que se consideró a  $y_i$  está equivocado, debe tenerse en cuenta la manera expedita de hacer esa corrección en el desarrollo del cálculo.

\* teniendo en cuenta, claro, que  $y_0$  es un dato.



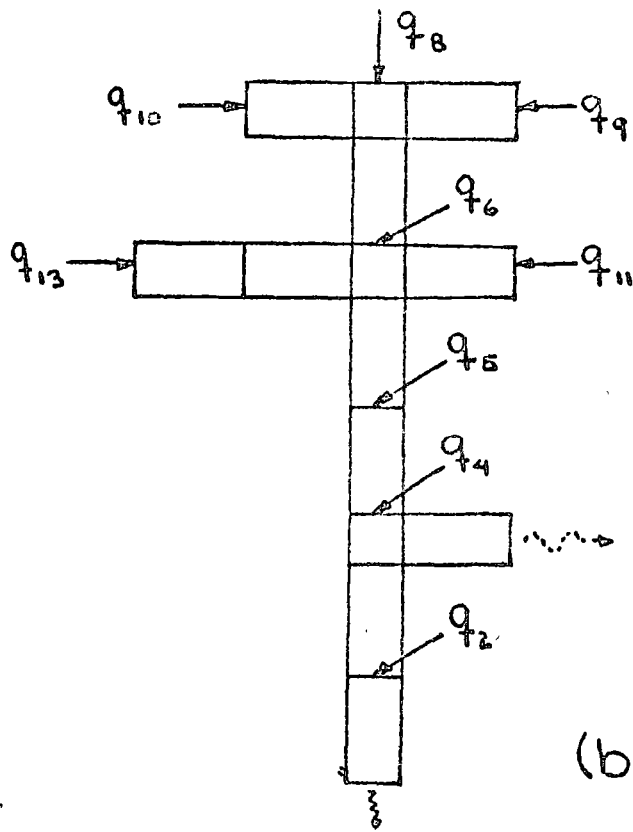
# Areas Tributarias



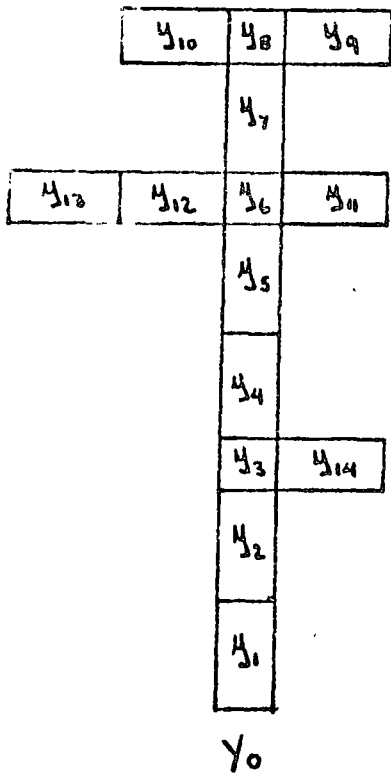
(a)

# Ingresos

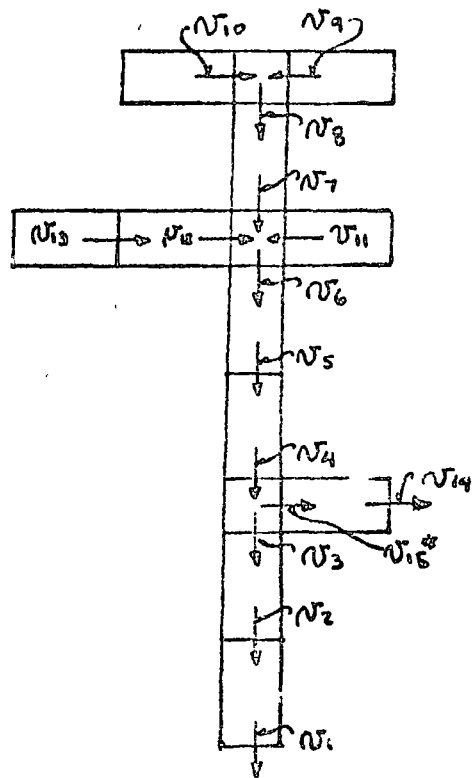
40



(b)



(c)



(d)

Figs. 3

## 6.- ALGUNAS EXPERIENCIAS DE DISEÑO.

En el Instituto de Ingeniería se realizó un estudio para determinar en que medida las obras de drenaje pluvial de Acepulco que estaban en esa época en construcción ( 1972), lograrían desalojar las aguas de lluvia de la cuenca de la bahía, y cual sería la influencia de las mencionadas obras en la calidad del agua en la bahía. Además del diseño de algunas estructuras de confluencia y captación en puntos críticos del sistema.

La idea original del sistema de colectores, era evaluar que las aguas que escurrían por los arroyos llegaran a la bahía, pues estas producían la contaminación , ya que los cauces de los arroyos eran basureros y descargas de aguas negras de las casas vecinas. Por ello se pensó en captar los arroyos con colectores y descargar en la parte oeste de la bahía (Mozimba).

El análisis de la capacidad del sistema fué indispensable para el diseño de las estructuras de conexión y captación, por lo que mas adelante se describirán los procesos de cálculo para el diseño.

Con objeto de facilitar la ubicación de las estructuras, se muestra en la figura 6.a. la posición aproximada del sistema de colectores.

### 6.1.-Confluencias.

Se pueden dividir en dos tipos las confluencias analizadas: a) "Confluencias mayores" Son aquellos puntos críticos cuyo diseño fué necesario hacer.

y b)"Confluencias menores"Las que solo era necesario revisar.

Un ejemplo del primer tipo fué el de la unión del C. Cuauhtémoc con el C. la Fábrica. Los principales aspectos de diseño fueron la disposición de los colectores y el conducto de salida (hacia el túnel Mozimba) que ya estaban construídos. Hubo necesidad de respetar las construcciones y se consideró que la elevación máxima del agua en la caja de registro, debería ser la cota 8 m. por restricciones topográficas. El gasto máximo que esta elevación permitiría escurrir por el túnel sería entorno a 35 m<sup>3</sup>/seg. Debido a la urgencia de la construcción de esta caja fué necesario construirla con los datos anteriores. El diseño de esta confluencia se complicó, debido a que en ese mismo lugar se encontraba el cruce de los colectores de aguas negras a la misma elevación, por lo cual fué necesario construir un modelo físico que permitiera estudiar la confluencia; de esto se concluyó que el gasto derivado hacia el túnel sería aproximadamente de 28.5m<sup>3</sup>/seg. con una carga menor a los 8m mencionada antes.

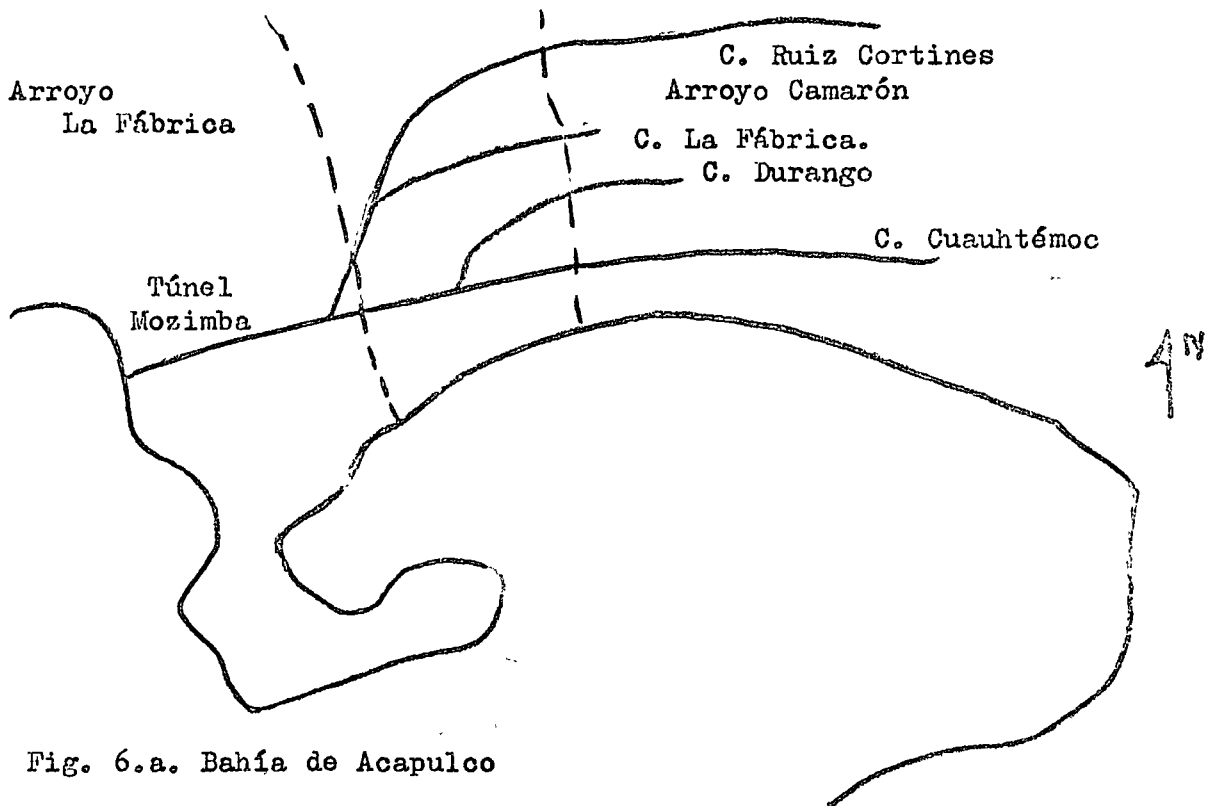


Fig. 6.a. Bahía de Acapulco

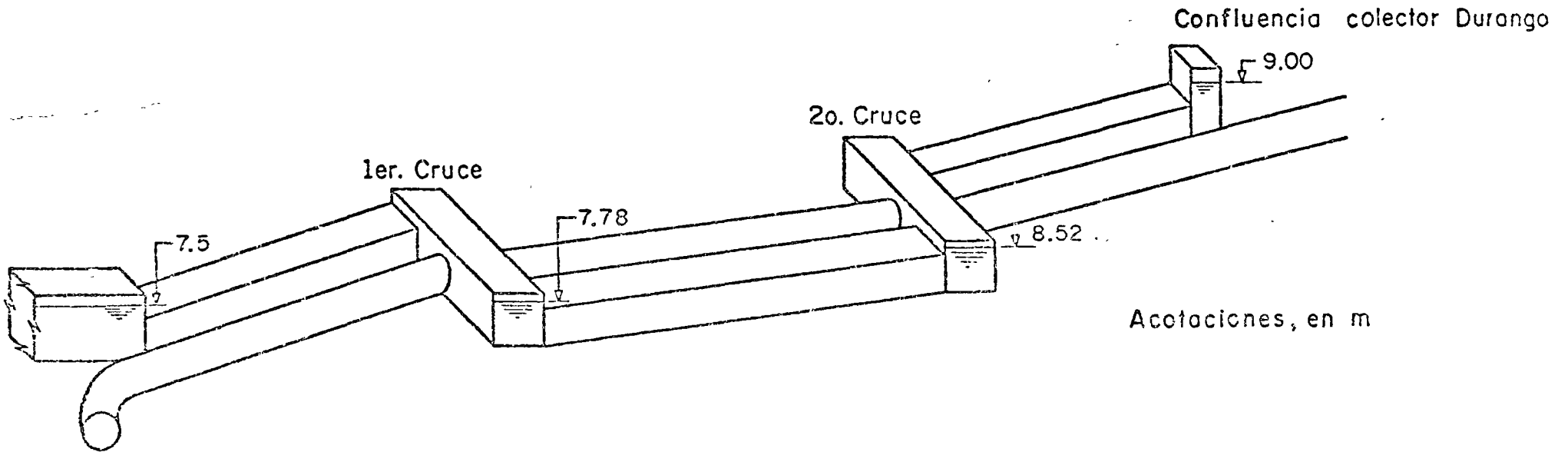
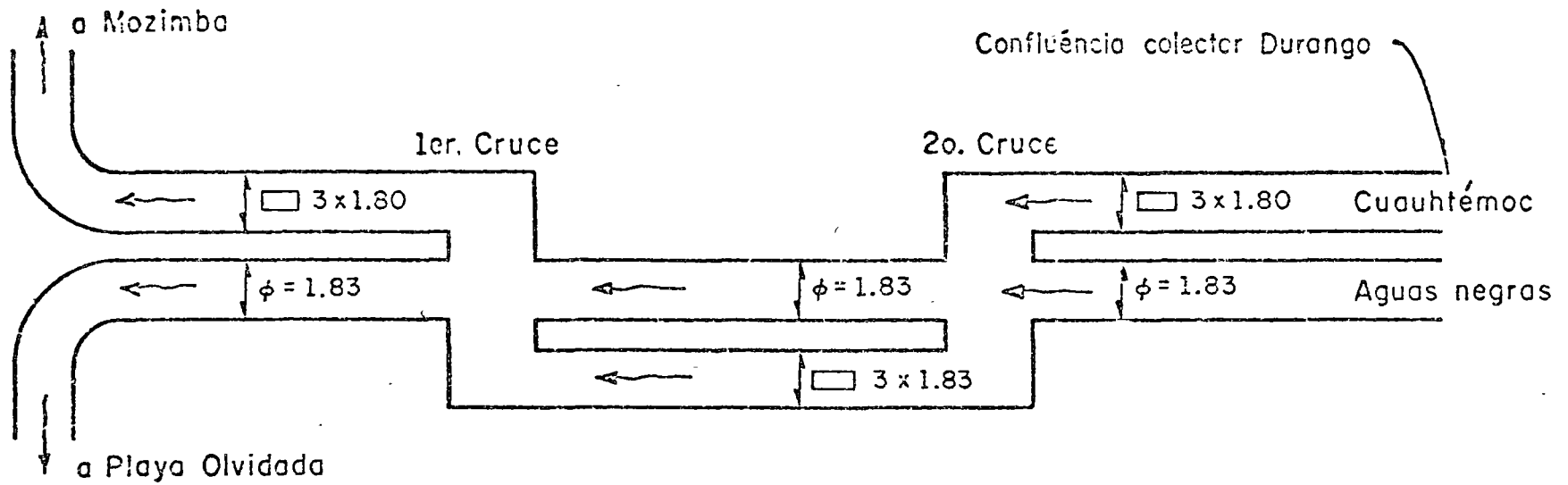


Fig. 6.1a. Colector Cuauhtémoc, cruces con el colector de aguas negras

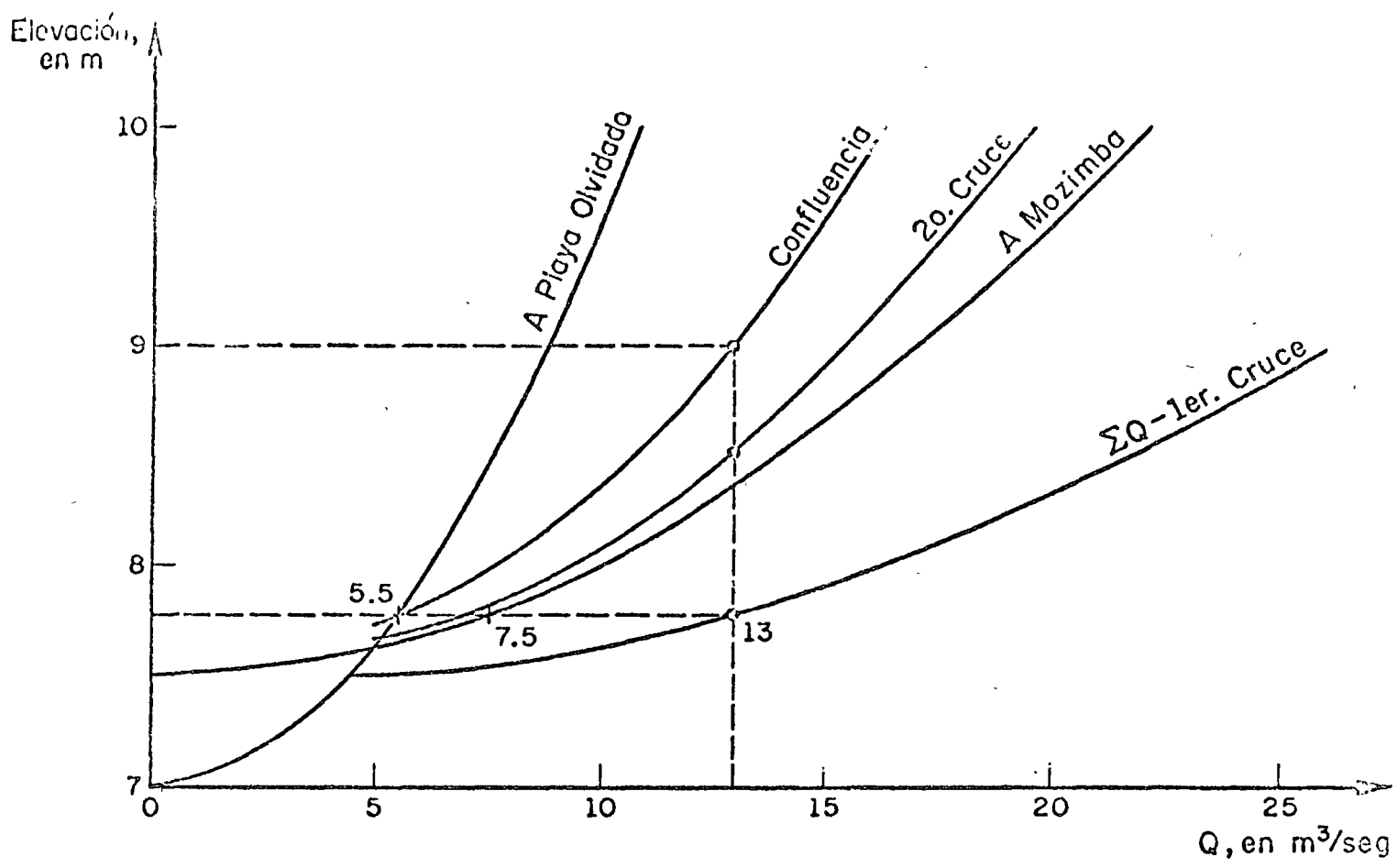


Fig 6.1b. .Colector Cuauhtémoc, cruces con colector de aguas negras

Un ejemplo del segundo tipo podría observarse en la confluencia C. Ruiz Cortines- C. La Fábrica, donde independientemente de que ya había sido construido, fué necesario revisar su funcionamiento para conocer el comportamiento de toda la red. Para ello se construyó un modelo físico que permitiría conocer el comportamiento y la magnitud de las pérdidas. En el inciso correspondiente a "Conductos de fuerte pendiente" se mencionarán algunos resultados obtenidos en ese modelo.

Un caso interesante de doble confluencia es el ocurrido entre el C. Cuauhtémoc y un colector de aguas negras poco después de la confluencia con el C. Durango. Esto ocurrió debido a que ambos colectores pasaban a igual nivel. En la Fig. 6.1a. se muestran las estructuras propuestas para resolver este problema.

El análisis de la doble confluencia se hizo con las gráficas mostradas en la fig. 6.1b. Las curvas "a playa olvidada" y "a Mozimba" son las curvas elevaciones gastos que corresponden a los diferentes niveles en la caja del "1er. Cruce". La suma de estas dos curvas es la denominada " $\Sigma Q$  - 1er cruce", y para cada uno de los gastos de esta curva se determina la carga necesaria para el flujo del "2o. cruce" al "1er. cruce" con lo cual se determina la curva "2o. cruce" en la gráfica. La curva "Confluencia" se determinó analizando varias diferencias de niveles entre el registro del 2o. cruce y la confluencia del C. Durango.

Una vez determinado el sistema de gráficas de la fig. 6.1b. sólo bastó determinar la cota máxima en la confluencia del C. Durango, y con esta y la gráfica se determinaron fácilmente los gastos por cada conducto.

6.2.-Conductos de Fuerte Pendiente.

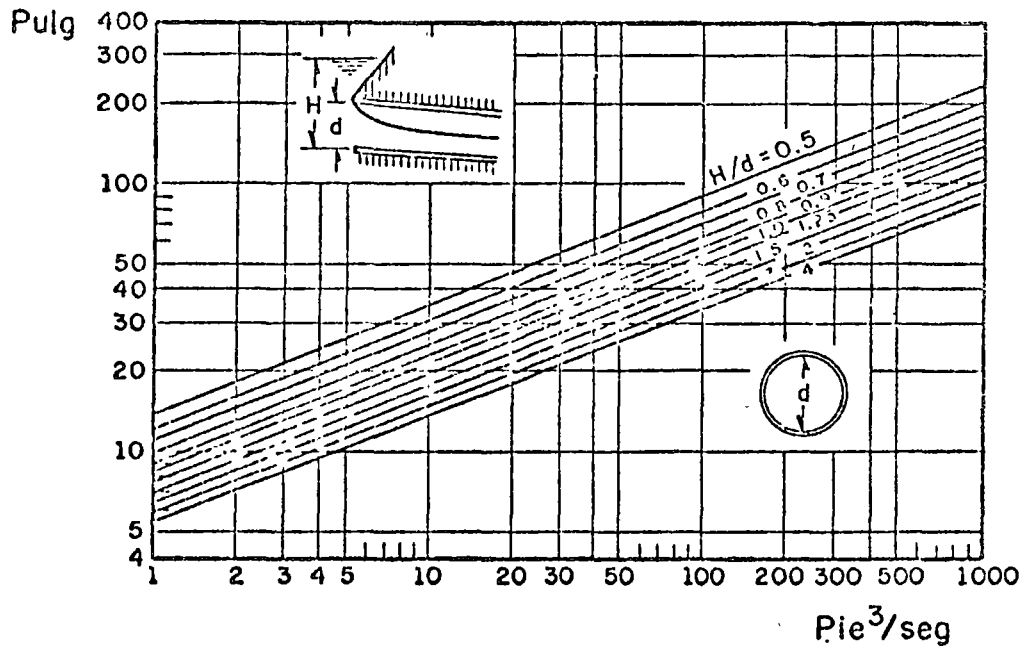


Fig. 6.2a.

Debido a la topografía de la cuenca existen gran cantidad de tramos con pendientes muy pronunciadas, lo cual implica que el sistema tenga muchos tramos que funcionan a "régimen rápido". Por este motivo fué necesario utilizar el criterio expuesto en el libro de Ven Te Chow para estos casos ( "Open Channel Hydraulics" pag. 498) cuya gráfica se muestra en la figura 6.2a.

Los cambios de pendiente y de dirección en algunas ocasiones eran muy "fuertes" ; se estimaron las pérdidas menores, pero con objeto de verificarlas, se construyó un modelo físico para evaluarlas. Entre los principales resultados se destacan: a) Se pierde toda la carga de velocidad en los cambios bruscos de dirección y en las confluencias. b) La gráfica mencionada anteriormente es confiable ( la de conductos en "régimen rápido" ) y c) La mitad de la carga de velocidad se pierde "por entrada" en los tubos a "régimen lento" o funcionando llenos.

6.3. Túneles.

Debido a las dificultades de construir un canal a cielo abierto para desalojar las aguas recolectadas en Mozimba, hubo necesidad de construir un túnel de sección herradura ( 3.9m de altura). La descarga del túnel sería libre, estaría totalmente revestido y las transiciones serían suaves. En estas condiciones las pérdidas mayores y menores serían bajas. El gasto máximo que sería capaz de transportar el túnel estaría en función de la carga en la estructura alimentadora (Confluencia C. Cuauhtémoc- C. La Fábrica.).

Según los análisis teóricos y con ayuda de un modelo físico de la confluencia alimentadora. se determinó que la cota máxima



permisible sería como de 7.5m y el gasto próximo a 30 m<sup>3</sup>/seg. ( La obra había sido proyectada para 60 m<sup>3</sup>/seg aproximadamente).

#### 6.4. Uso de Modelos.

El uso de modelos fué básico para este estudio. Se ha hecho mención anteriormente de algunos ejemplos, en los cuales su utilidad es evidente. A continuación se expondrá la utilización de los modelos en el diseño de las obras de captación.

Según se mencionó al principio de este trabajo, la revisión del funcionamiento hidráulico fué hecho con objeto de determinar la capacidad del sistema, para a su vez determinar el gasto que podría ser derivado de los arroyos y en estas circunstancias diseñar la obra de captación.

Las principales características que deberían tener tales obras de captación son: a) Derivar los gastos bajos de los arroyos, b) Cuando el gasto que escurre sea mayor que el de diseño de la obra de captación, el agua en exceso deberá escurrir " aguas abajo", sin que aumente el gasto de captación y c) Evitar en lo posible la entrada de azolves a la red de colectores.

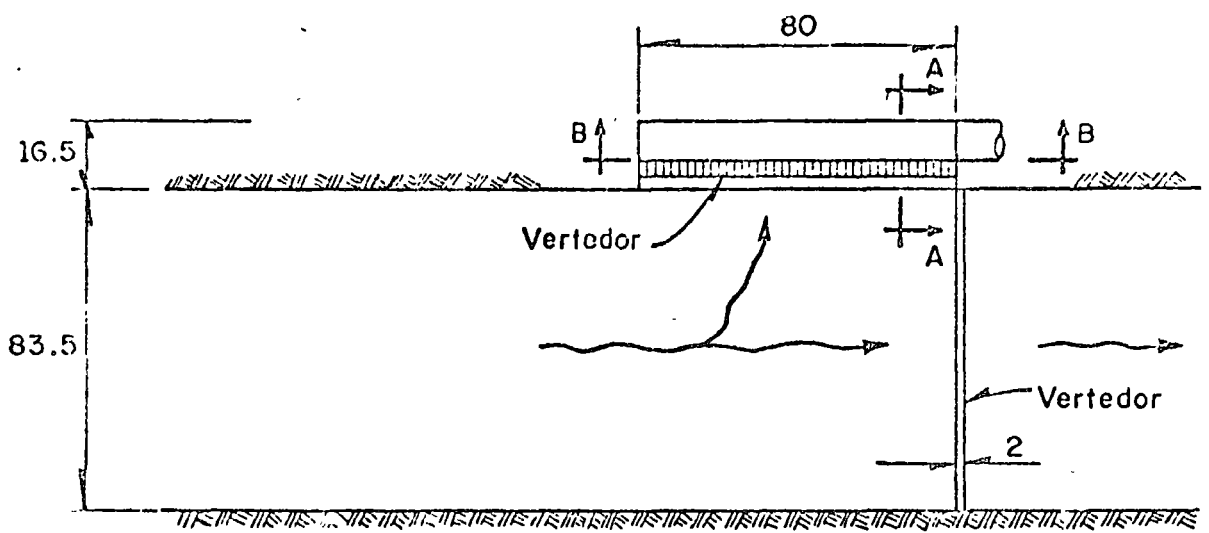
La estructura propuesta fué del tipo mostrado en la figura 6.4a. Su funcionamiento se determinó <sup>o</sup>análitica y experimentalmente. En la gráfica de la fig.6.4b se muestra la comparación de ambos resultados. Utilizando la teoría de modelos y los resultados anteriores, se puede diseñar para cada caso en particular una estructura captadora que cumpla con las características mencionadas anteriormente.

#### 6.5.- Comentarios Generales.

Lo expuesto anteriormente intenta bosquejar las posi-

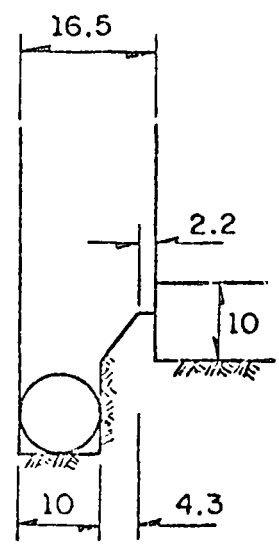
bles: soluciones a los problemas involucrados con el diseño y revisión de un sistema de colectores o alcantarillas para drenaje pluvial. Como no se pudo observar en algunos casos, la solución podía ser analítica pero en otras ocasiones se requirió de una solución combinada de cálculos teóricos y experimentales.

Cabe recordar que para cada sistema, se presentarán problemas particulares que muy probablemente requerirán análisis diferentes a los expuestos en estas notas.

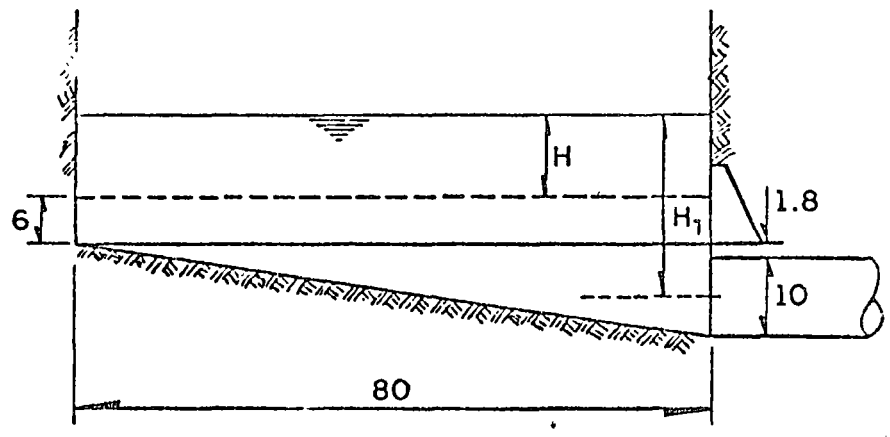


PLANTA

Acotaciones, en cm



CORTE A-A



CORTE B-B

Fig 6.4a Esquema de la estructura de captación (modelo)

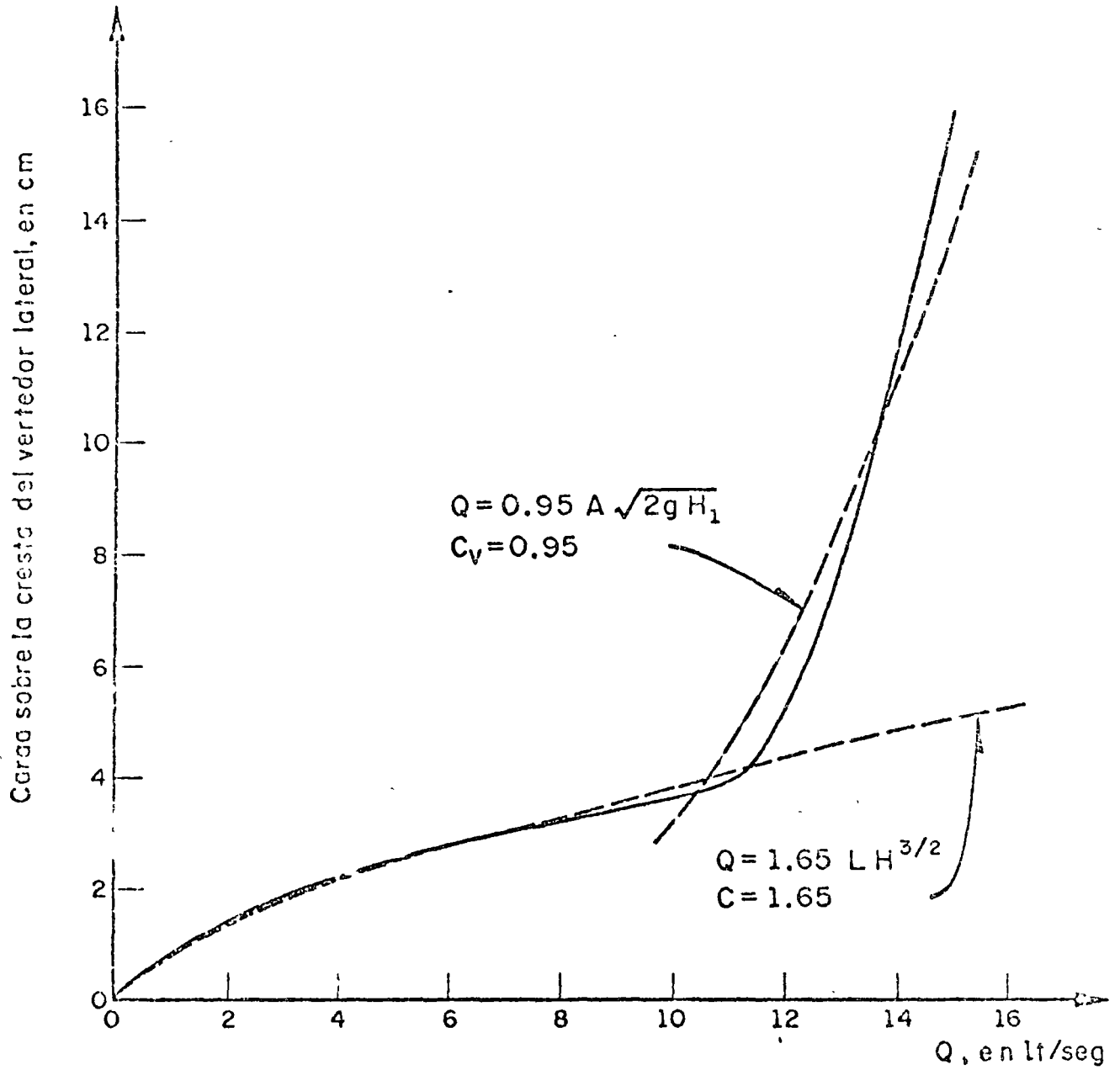


Fig. 6.4b . Curva de descarga de la estructura de captación

## 7. METODO DE DIFERENCIAS FINITAS (APLICACION).

En las tres celdas mostradas en la fig 5 si se designa con  $q_i$  el gasto que ingresa del exterior y con  $Q_{i+1}$  y  $Q_{i-1}$  a los gastos de ingreso desde y hacia las celdas vecinas, para la celda  $i$ , la ecuación de continuidad establece que:

$$\bar{q}_i + \bar{Q}_{i+1} = (\text{almac}_i) / \Delta t + \bar{Q}_{i-1} \quad (9)$$

Sustituyendo en (9) las ecuaciones (3) y (7) y teniendo

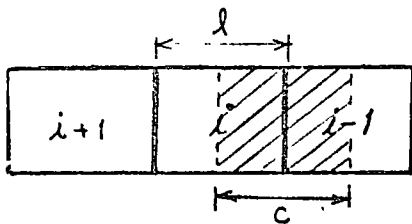


fig 5

en cuenta que los tirantes y por ende las áreas están definidas en el centro de cada celda y suponiendo que hubiera transiciones graduales\* resultaría que para los instantes  $J$  y  $J-1$ :

$$(1-k)q_i^{J-1} + kq_i^J + (1-2k)v_{i+1}^{J-1} \frac{a_{i+1}^{J-1} + a_i^{J-1}}{2} + k \frac{a_{i+1}^{J-1} + a_i^{J-1}}{2} v_{i+1}^J + k v_{i+1}^{J-1} \frac{a_{i+1}^J + a_i^J}{2} =$$

$$(1-2k)v_i^{J-1} \frac{a_i^{J-1} + a_{i-1}^{J-1}}{2} + k \frac{a_i^J + a_{i-1}^J}{2} v_i^J + k v_i^{J-1} \frac{a_i^J + a_{i-1}^J}{2} + (a_{(F)}^J - a_{(F)}^{J-1}) \frac{l_i}{\Delta t} \dots (10)$$

Si ahora se sustituye a las áreas por expresiones del tipo

$a = m_y + b_x$ , en donde  $m_y$  y  $b_x$  se han seleccionado de acuerdo con el esquema de linearización de la fig 2, resultara al ordenar que:

$$(d_{i+1}^{J-1}) v_{i+1}^J - (\alpha_{i+1}^{J-1}) v_i^J + (\beta_{i+1}^{J-1}) y_{i+1}^J - (\rho_{i+1}^{J-1}) y_{i-1}^J + (\rho_{i+1}^{J-1} - \beta_{i+1}^{J-1} - \frac{l}{k \Delta t} m_{(F)}^{J-1}) y_i^J =$$

$$- \frac{1-k}{k} q_i^{J-1} - q_i^J - w_{i+1}^{J-1} + w_i^{J-1} + \frac{l}{k \Delta t} (b_{(F)}^J - a_{(F)}^{J-1}) \quad (11)$$

en donde

$$\alpha_{i+1}^{J-1} = \frac{a_{i+1}^{J-1} + a_i^{J-1}}{2}, \quad \alpha_i^{J-1} = \frac{a_i^{J-1} + a_{i-1}^{J-1}}{2}, \quad \beta_{i+1}^{J-1} = \frac{v_{i+1}^{J-1} m_{i+1}^{J-1}}{2}$$

$$p_i^{J+1} = \frac{v_i^{J+1}}{2} m_{i-1}^{J+1}, \quad p_{i+1}^{J+1} = \frac{v_{i+1}^{J+1}}{2} m_i^{J+1}, \quad \beta_i^{J+1} = \frac{v_i^{J+1}}{2} m_i^{J+1},$$

$$w_{i+1}^{J+1} = \left( \frac{1-2k}{k} \alpha_{i+1}^{J+1} + \frac{b_{i+1} + b_i}{2} \right) v_{i+1}^{J+1}, \quad w_i^{J+1} = \left( \frac{1-2k}{k} \alpha_i^{J+1} + \frac{b_i + b_{i-1}}{2} \right) v_i^{J+1}$$

En estas ecuaciones el subíndice (F) indica que la variación de  $a$  continúa por encima de  $a_T$  en la fig 2; donde esto no se indica el valor máximo de  $a$  será  $a_T$ .

Obsérvese que la ec(11) es una relación lineal entre las velocidades de ingreso y salida a la celda  $i$  y de los tirantes a la propia celda y de las vecinas; además, los coeficientes de estas incógnitas dependen de las características geométricas e hidráulicas de las celdas en el instante  $J-1$  y el término independiente de estos valores y de los ingresos.

Por otra parte si la ecuación dinámica se establece en forma análoga en la celda "equivalente" entre la  $i$  y la  $i-1$  (que aparece sombreada en la fig 5, se requiere en primer término, tener en cuenta que las ecuaciones (4), (5), (6) y (8) tomarían la forma:

$$\bar{\Delta P} = \gamma \left\{ (1-k) (p_i^{J+1} - p_{i-1}^{J+1}) + k (c_i - c_{i-1}) + k \eta_i^{(F)} y_i^J - k \eta_{i-1}^{(F)} y_{i-1}^J \right\}$$

$$\bar{W} = \gamma \left\{ \Delta z_i (1-k) \frac{a_i^{J+1} + a_{i-1}^{J+1}}{2} + \frac{k}{2} (b_i + b_{i-1}) \right\} + \frac{\gamma \Delta z_i k}{2} m_i y_i^J + \frac{\gamma \Delta z_i}{2} m_{i-1} y_{i-1}^J$$

$$\bar{F} = \gamma \left\{ \ell \frac{ff_i^{J+1} + ff_{i-1}^{J+1}}{2} (v_i^{J+1})^2 \right\} + \gamma \ell k (ff_i^{J+1} + ff_{i-1}^{J+1}) |v_i^{J+1}| v_i^J$$

$$\frac{d(\bar{m}v)}{dt} = \gamma \left\{ -\frac{\ell}{g \Delta t} v_i^{J+1} (a_i^{J+1} + a_{i-1}^{J+1} - \frac{b_i + b_{i-1}}{2}) \right\} + \frac{\gamma \ell}{g \Delta t} v_i^{J+1} m_i y_i^J + \frac{\gamma \ell}{g \Delta t} v_i^{J+1} m_{i-1} y_{i-1}^J + \frac{\gamma \ell}{g \Delta t} \frac{a_i^{J+1} + a_{i-1}^{J+1}}{2} v_i^J$$

De tal manera que la ecuación dinámica  $\bar{\Delta P} + \bar{W} - \bar{F} = \frac{d}{dt} (\bar{m}v)$  resultará ser:

$$(\epsilon_i^{j-1}) y_i^j + (\epsilon_{i-1}^{j-1}) y_{i-1}^j + (\eta_i^{j-1}) v_i^j = \Theta_i^{j-1} \dots (12)$$

En esta ecuación los coeficientes están dados por:

$$\epsilon_i^{j-1} = \eta_{(f)}^j + \frac{\Delta z_i}{2} m_i^j - \frac{l}{2gk\Delta t} v_i^{j-1} m_i^j$$

$$\epsilon_{i-1}^{j-1} = -\eta_{(f)}^j + \frac{\Delta z_i}{2} m_{i-1}^j - \frac{l}{2gk\Delta t} v_i^{j-1} m_{i-1}^j$$

$$\eta_i^{j-1} = -l (ff_i^{j-1} + ff_{i-1}^{j-1}) |v_i^{j-1}| - \frac{l}{gk\Delta t} \alpha_i^{j-1}$$

$$\Theta_i^{j-1} = -\left(\frac{1-k}{k}\right) (p_i^j - p_{i-1}^j) - (c_i^j - c_{i-1}^j) - \Delta z_i \left[ \left(\frac{1-k}{k} \alpha_i^{j-1} - \frac{b_i^j + b_{i-1}^j}{2}\right) + \left(\frac{1-2k}{2k}\right) l (ff_i^{j-1} + ff_{i-1}^{j-1}) (v_i^{j-1})^2 + \frac{l}{gk\Delta t} v_i^{j-1} \left[ \frac{b_i^j + b_{i-1}^j}{2} - 2\alpha_i^{j-1} \right] \right]$$

La ecuación (12) relaciona así a los tirantes de las celdas adyacentes a la sección en donde se ha definido a la velocidad y, en forma similar a la anterior los coeficientes y el término independiente dependen de la geometría y de las características hidráulicas del instante inmediato anterior.

De esta manera, por ejemplo para el sistema de drenaje mostrado en las figs. (3), será posible establecer 13 ecuaciones dinámicas, para cada una de las velocidades mostradas en 3d, esto es, todas, con excepción de  $v_i$  y  $v_{14}$ , cuyo tratamiento se discutirá después. Por otro lado, en cada una de las 14 celdas se podrá establecer una ecuación de continuidad. Se comprende así que si hubiera una manera de prescindir de  $v_i$  y  $v_{14}$  \* (como se discutirá después) se habrá planteado un sistema de ecuaciones lineales no homogéneo, que será la base para el método de recurrencia de que antes se habló.

---

\* O bien de que al establecer para estas velocidades las ecuaciones dinámicas correspondientes no introdujeran incógnitas adicionales.

Resulta pues, de primera importancia definir las condiciones de frontera en las celdas terminales. Para ello se requeriría considerar una condición de flujo establecido para un gasto muy reducido, en el instante  $J=1$ , con lo cual quedaría fijo el gasto en la celda terminal; a ese gasto, correspondería un tirante crítico  $y_{ic}$  el cual, en caso de ser menor que el tirante aguas abajo de la celda terminal  $y_0$ , que sería constante, implicaría que la descarga debía ser ahogada; si por el contrario,  $y_{ic}$  resultara ser mayor que  $y_0$ , la descarga debería ser libre. Esta condición de frontera (libre o ahogada) se consideraría válida para el intervalo  $J=J+1$  y así sucesivamente.

Ahora bien, si la descarga se considera ahogada, la velocidad  $v_c$  de la celda, se puede calcular introduciendo una ecuación de continuidad en la salida, haciendo simplemente que el área en donde esta velocidad terminal se manifiesta, es la definida por el tirante  $y_0$  constante, esto es, por ejemplo la ecuación para la celda 1 de la fig 3.c sería de la forma:  $\bar{Q}_2 = (\text{almac}_1) / \Delta t + \bar{v}_1 \bar{a}_0$ , con lo cual se habría introducido en el sistema una ecuación mas y una incógnita mas,  $v_1$ .

Si por el contrario la descarga es libre, el proceso es un poco mas complicado, en efecto, habría que empezar por considerar que para cada gasto  $Q$  habría un tirante crítico  $y_c$ , que definiría un área crítica  $a_c$ , que a su vez permitiría calcular una velocidad crítica  $v_c = Q_c / a_c$ , de donde podría deducirse la energía  $H = y_c + v_c^2 / 2g$  con que se produce la descarga  $Q$ . En primera aproximación, esta  $H$  puede suponerse igual a la suma del tirante en la celda terminal mas la carga de velocidad de entrada a ella,



de tal manera que la descarga a la salida quedaria definida por  $y_i^d$  y  $v_{i+1}^d$ . De esta manera, no seria necesario establecer una ecuacion dinamica a la salida y todo se reduciria a establecer en la ecuacion de continuidad de la celda terminal, que el gasto de salida dependera de los parametros  $y_i$  y  $v_{i+1}$  internos en la red y los mas proximos posibles a la descarga; con ello no se necesitaria agregar ninguna nueva ecuacion y tampoco ninguna nueva incognita. Para hacer estas operaciones se puede proceder con el mismo criterio de linearizacion de manera que el gasto de salida se pueda expresar como  $\bar{Q} = Ay_i^d + Bv_{i+1}^d + C$ , en forma del todo analoga a los desarrollos anteriores.

Conviene destacar que el proceso de linearizacion implica, al final de cada etapa, la constatacion de que los valores  $m_{\frac{d}{i}}$ ,  $n_{\frac{d}{i}}$ ,  $b_{\frac{d}{i}}$  y  $C_{\frac{d}{i}}$  han sido correctamente seleccionados; de no ser asi, si contra la hipotesis de que  $y_i$  esta en determinado rango, resulta que esta en el inmediato siguiente o anterior, sin repetir todo el proceso completo, se puede definir el valor correcto de  $y_i$  simplemente aceptando que la  $a_i$  resultante del calculo, de acuerdo con la hipotesis de partida es correcta; esto es hacer  $y_i^d = \frac{a_i^d - b_i^d}{m_{\frac{d}{i}}}$ , en donde  $a_i^d$  representa a la  $a$  calculada

con la hipotesis original ( $m_{\frac{d}{i}}$  y  $b_{\frac{d}{i}}$ ) en tanto que las primas representan a la condicion real.

Independientemente del interes que tenga la determinacion de  $y_i^d$  y  $v_i^d$ , lo mas interesante del procedimiento descrito es el calculo de los volúmenes derramados en cada celda,

el total derramado por el conjunto y los derrames en % ocurridos en cada punto del sistema. Esta información permite no solo juzgar la insuficiencia posible de la red sino que indica, además, los lugares donde el diseño debe ser mejorado. El volumen derramado en cada celda sería de la forma  $V_{MAX} = 100000 a_c \left( \frac{y_m}{H} - 1 \right) f$  y el total, simplemente  $V_T = \sum V_{MAX}$ . Por lo demás, si el cálculo se efectúa para hidrogramas obtenidos para distintos periodos de retorno, se puede calcular  $V_T$  para cada uno de ellos y formar una gráfica como la de la fig 10; el área bajo ella es la

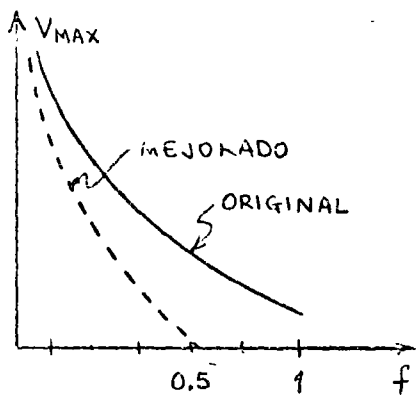


fig 10

esperanza de derrame, INDEPENDIENTEMENTE del periodo de retorno seleccionado. Si después se mejora el diseño y se repite el cálculo, es posible calcular una nueva curva  $V_T$  vs.  $f$ , como la punteada en la fig 10 y calcular la nueva esperanza de derrame. Posteriormente, conside-

raciones económicas, sociales o políticas pueden ayudar a decidir si el costo de las mejoras necesarias para reducir la esperanza de daño es, o no, justificado

En la última parte de este trabajo se hará un síntesis de las ideas expuestas en torno al modelo matemático, presentada en forma de diagrama de bloques. A su vez este diagrama será el punto de partida para la descripción del programa de cálculo que será expuesto en seguida.

## 8. PROGRAMAS E INSTRUCTIVOS

El programa de cómputo para el cálculo de la red de alcantarillado mediante el método desarrollado en el capítulo 7 se ha programado en lenguaje Fortran y está planeado de manera que resuelva una red particular, pretendiendo con ello que el lector vea la forma de emplear el modelo propuesto.

La red de alcantarillado estudiada aparece en la Fig. 8.1.

### 8.1 Descripción del Programa de Diferencias Finitas.

El cálculo de la red de alcantarillado se ha organizado de acuerdo con los pasos indicados en el diagrama de bloques mostrado en la Fig. 8.2; para ello, el programa se ha compuesto de un programa principal y tres subrutinas.

El programa principal realiza los pasos 1 a 18, excepto los 9, 10 y 12 del diagrama de bloques y llama a las subrutinas para integrar el cálculo completo del programa.

Las subrutinas utilizadas, de nombre FRICCI, FRONTE y SISTEM, realizan los pasos 9, 10 y 12 de dicho diagrama.

La subrutina FRICCI encuentra los factores de fricción (Cap. 7) en cada uno de los tramos que forman la red. Debido a que se requieren en el modelo los correspondientes al instante  $J-1$  no hubo necesidad de ajustar su ecuación por medio de varias rectas.

La subrutina FRONTE determina las condiciones de frontera, para lo cual considera dos casos posibles, uno es el que exista un nivel determinado (mayor que el tirante crítico) a la salida de la red y el otro para cuando a la salida de la red, se presentó el tirante crítico.

La subrutina SISTEM resuelve por el método de Gauss, un sistema de ecuaciones lineales no homogéneo, compatible determinado (sistemas que tienen una solución) cuya matriz de coeficientes no es simétrica. Esta subrutina no aprovecha la circunstancia de que aparecen muchos ceros en la matriz de coeficientes y la simetría, en cuanto a posición de los elementos distintos de cero de esta matriz, lo que convendría considerar para resolver sistemas de ecua-

ciones lineales de cierto número de ecuaciones.

El programa, una vez que ha evaluado los coeficientes de las ecuaciones de continuidad y dinámica en cada uno de los tramos las aplica en cada uno de éstos y de esta manera forma el sistema de ecuaciones lineales que aparece en la tabla 8.1, sistema cuya solución da las velocidades y niveles piezométricos del instante hacia adelante, es decir, el  $J$ .

Para determinar los coeficientes antes señalados en el primer intervalo de tiempo se deben conocer las velocidades y niveles piezométricos iniciales en la red.

Las ecuaciones que relacionan el área, presión y velocidad crítica con el tirante fueron aproximadas con varios segmentos rectos, con sus correspondientes intervalos. Estos intervalos de tirante fueron los mismos para las tres curvas tratadas y como además fue posible expresarlas en forma adimensional con un ajuste para cada una de ellas se les representa para tramos de diámetros distintos.

Por medio de la declaración DATA, se hace la lectura de las pendientes y ordenadas al origen e intervalos de aplicación de las rectas de ajuste de las tres ecuaciones mencionadas.

## 8.2 Instructivo de Uso.

La información necesaria para emplear el programa se puede clasificar de esta manera:

### a) Datos Generales

Son los valores del intervalo de tiempo, factor de peso en las ecuaciones de diferencias finitas y niveles aguas abajo en los tramos de salida de la red (No. 1 y 14).

### b) Características Geométricas y Fricción

Consiste en los valores de los diámetros, longitudes,  $n$  de Manning y profundidad de los tramos de la red, así como el diámetro representativo de las atarjeas en el tramo (Fig. 8.3). El programa hace la configuración de la red particular que resuelve.

### c) Aportaciones a la red

Para ser calculados por el programa los gastos de entrada a -

la red en el tiempo, se requiere de las áreas tributarias y la variación de las intensidades en el tiempo.

d) Condiciones Iniciales

Los valores de los niveles piezométricos y velocidades en la red en el instante inicial.

Los datos son proporcionados a la red como sigue:

a) Características Generales

1a. Tarjeta:

DELT, YL1, YL14, FP, NDELT

Formato: 4F10.2, I5

DELT Intervalo de tiempo.

YL1 Nivel aguas abajo del tramo 1 (Condición de frontera conocida).

YL14 Nivel aguas abajo del tramo 14 (Condición de frontera conocida).

FP Factor de peso en las ecuaciones de diferencias finitas.

NDELT Número de intervalos de tiempo.

b) Características Geométricas y Fricción

2a. a 15a. tarjetas:

En cada una de estas tarjetas se consigna:

D(I), ELE(I), ENE(I), H(I), DA(I), DZ(I)

Formato: 6F10.2

D(I) Diámetro de la sección en el tramo I

ELE(I) Longitud del tramo I

ENE(I) n de Manning del tramo I

H(I) Profundidad del tramo I

DA(I) Diámetro representativo de atarjeas del tramo I

DZ(I) Diferencia de niveles entre el extremo superior e inferior del tramo I

Indice que varía de 1 a 14.

c) Aportaciones a la red

16a. Tarjeta:

AT(1), AT(3), AT(4), AT(6), AT(8), AT(9), AT(10),  
AT(11), AT(13).

Formato: 9F8.2

AT(I) Area tributaria I, para I=1, 3, 4, 6, 8, 9, 10, 11, 13

17a. Tarjeta hasta (17+NDELTP) tarjeta:

En cada una de estas tarjetas se tiene:

W(1,I), W(3,I), W(4,I), W(6,I), W(8,I), W(9,I), W(10,I),  
W(11,I), W(13,I).

Formato: 9F8.2

W(J,I) Aportación por unidad de área correspondiente al  
área tributaria J en el instante I.

I Índice que varía desde 1 hasta NDELTP.

d) Condiciones Iniciales

En la tarjeta que aparece en el lugar 18+NDELTP:

V(1), V(2), V(3), V(4), V(5), V(6), V(7), V(8), V(9), V(10),  
V(11), V(12), V(13), V(14), V(15).

Formato: 15F5.1

V(I) Velocidad inicial en el tramo I.

I Índice que varía desde 1 hasta 15.

En la tarjeta que aparece en el lugar 19+NDELTP

Y(1), Y(2), Y(3), Y(4), Y(5), Y(6), Y(7), Y(8), Y(9), Y(10),  
Y(11), Y(12), Y(13), Y(14).

Formato: 14F5.1

Y(I) Nivel piezométrico inicial en el tramo I

I Índice que varía desde 1 hasta 14.

Las unidades de las distintas variables que intervienen en el programa  
están en el sistema M.K.S.

El listado del programa aparece en la Tabla 8.2.

### 8.3 Ejemplo de Aplicación

En este subcapítulo se presenta un ejemplo de cómo se le proporcionan al programa los datos y de los resultados obtenidos de la aplicación del modelo propuesto.

Sea la red de alcantarillado de la Fig. 8.3 en la cual se han consignado los datos necesarios para correr el programa.

Los datos requeridos por el programa aparecen en las hojas de codificación siguientes.

Los resultados obtenidos por el programa para cada instante y para cada tramo son:

- a) Nivel piezométrico
- b) Velocidad
- c) Gasto de entrada
- d) Volumen que no pudo ingresar a la red
- e) Volumen que salió a la calle

Cuando ha terminado con el período de análisis, imprime para cada tramo el volumen acumulado de inundación y su porcentaje respecto al total de la red.

U. N. A. M.  
INSTITUTO DE INGENIERIA  
FORMA PARA CODIFICACION

PROGRAMA ALCANTARILLADO

CODIFICADO POR \_\_\_\_\_

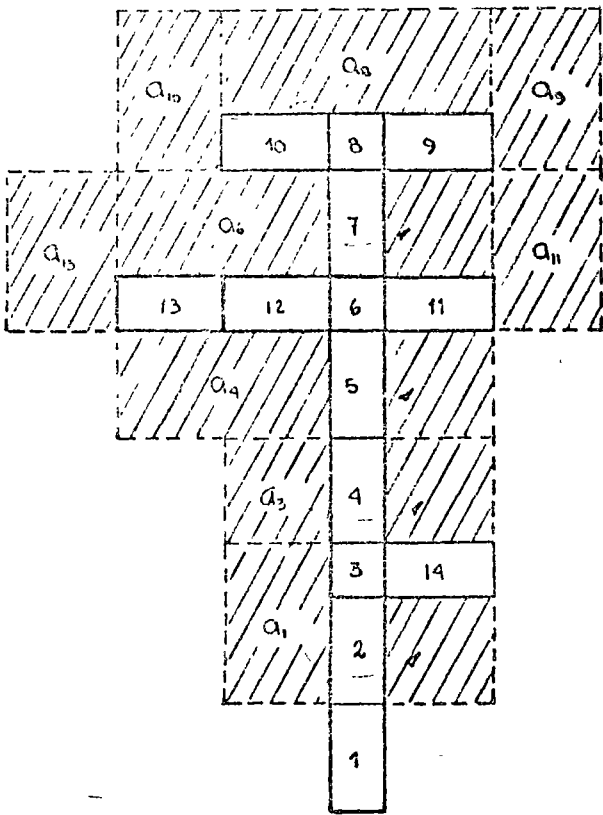
REVISADO POR \_\_\_\_\_

FECHA \_\_\_\_\_

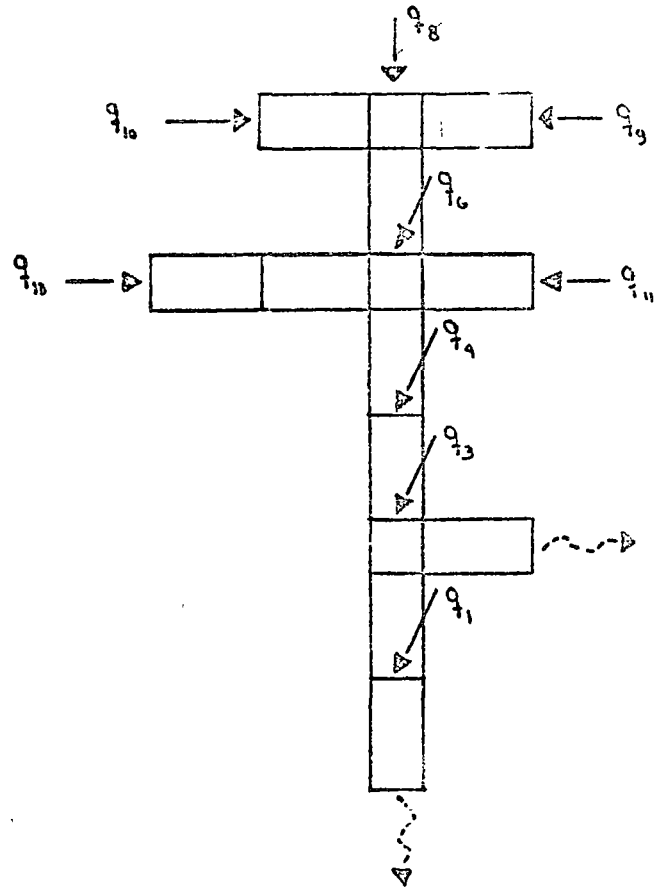
PAGINA \_\_\_\_\_ DE \_\_\_\_\_

5	7	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
600			1.5		0.			0.6		5						
2.			100.		0.13			10.		2.			0.05			
2.			100.		0.13			15.		1.			0.03			
2.			50.		0.13			12.		2.			0.02			
2.			100.		0.13			10.		2.			0.05			
2.5			100.		0.15			8.		2.			0.02			
2.5			50.		0.15			10.		1.5			0.09			
2.			80.		0.15			15.		1.			0.06			
2.			60.		0.15			8.		2.			0.06			
1.5			90.		0.18			8.		1.5			0.06			
1.5			100.		0.18			10.		1.			0.54			
1.5			110.		0.15			8.		2.			0.21			
2.			100.		0.15			9.		2.			0.20			
2.			80.		0.15			10.		1.			0.20			
1.3			50.		0.13			10.		1.			0.02			
3000.	2000.	1000.	4500.	3000.	2000.	2500.	1500.	1000.								
0.002	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
0.004	0.004	0.003	0.004	0.004	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
0.003	0.005	0.003	0.006	0.003	0.003	0.004	0.001	0.004	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
0.002	0.002	0.001	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
0.001	0.001	0.	0.001	0.001	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1.28	1.34	1.69	2.26	2.20	1.95	1.69	1.55	1.37	1.34	1.62	2.52	2.5	1.13			
1.	0.93	0.8	0.65	0.75	0.7	0.73	0.6	0.65	0.65	0.5	0.24	0.3	1.02			



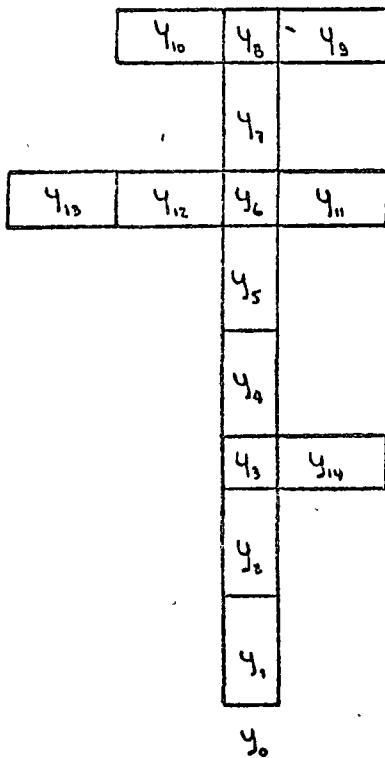


a) áreas tributarias



b) ingrassos

c) niveles piezométricos



d) velocidades

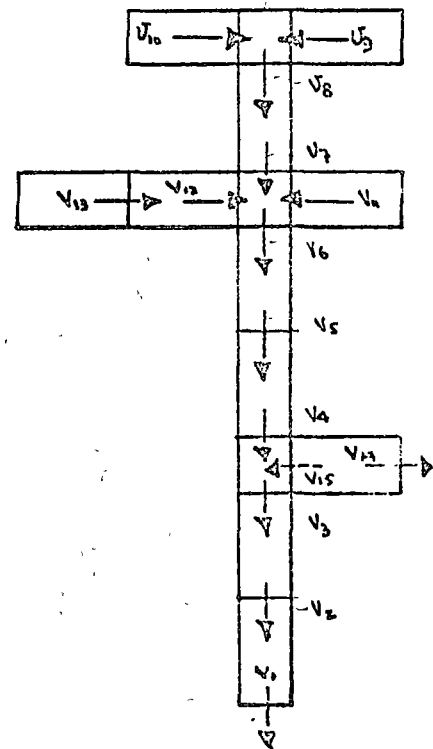
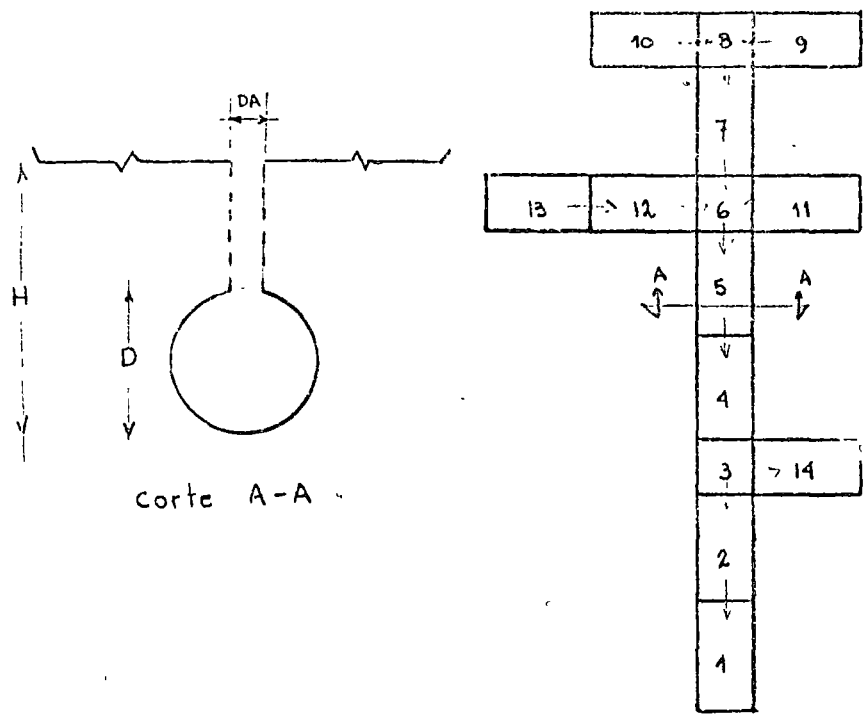


FIG 8.1 Red de Alcantarillado.



Tramo	D. m	L m	n	H m	DA m	DZ m	V, m/seg	Y m
1	2.0	100.0	0.013	10.0	2.0	0.05	1.28	1.00
2	2.0	100.0	0.013	15.0	1.0	0.03	1.34	0.93
3	2.0	50.0	0.013	12.0	2.0	0.02	1.69	0.80
4	2.0	100.0	0.013	10.0	2.0	0.05	2.26	0.65
5	2.5	100.0	0.015	8.0	2.0	0.02	2.20	0.75
6	2.5	50.0	0.015	10.0	1.5	0.09	1.95	0.70
7	2.0	80.0	0.015	15.0	1.0	0.06	1.69	0.73
8	2.0	60.0	0.015	8.0	2.0	0.06	1.55	0.60
9	1.5	90.0	0.018	8.0	1.5	0.06	1.37	0.65
10	1.5	100.0	0.018	10.0	1.0	0.54	1.34	0.65
11	1.5	110.0	0.015	8.0	2.0	0.21	1.62	0.30
12	2.0	100.0	0.015	9.0	2.0	0.20	2.52	0.24
13	2.0	80.0	0.013	10.0	1.0	0.20	2.50	0.30
14	1.3	50.0	0.013	10.0	1.0	0.02	1.13	1.02

Tramo	Area tribut.	Aportaciones por unidad de área.				
		t= 600	t= 1200	t= 1800	t= 2400	t= 3000
1	3000.0	0.0002	0.0004	0.0003	0.0002	0.0001
3	2000.0	0.0003	0.0004	0.0005	0.0002	0.0001
4	4000.0	0.0002	0.0003	0.0003	0.0001	0.0
6	4500.0	0.0002	0.0004	0.0006	0.0003	0.0001
8	3000.0	0.0001	0.0004	0.0003	0.0002	0.0001
9	2000.0	0.0001	0.0002	0.0003	0.0001	0.0
10	2500.0	0.0001	0.0002	0.0004	0.0001	0.0
11	1500.0	0.0001	0.0002	0.0001	0.0	0.0
13	1000.0	0.0001	0.0002	0.0001	0.0001	0.0

FIG 8.3

EC. D. M.M.C.

EC. DE CONTINUIDADE

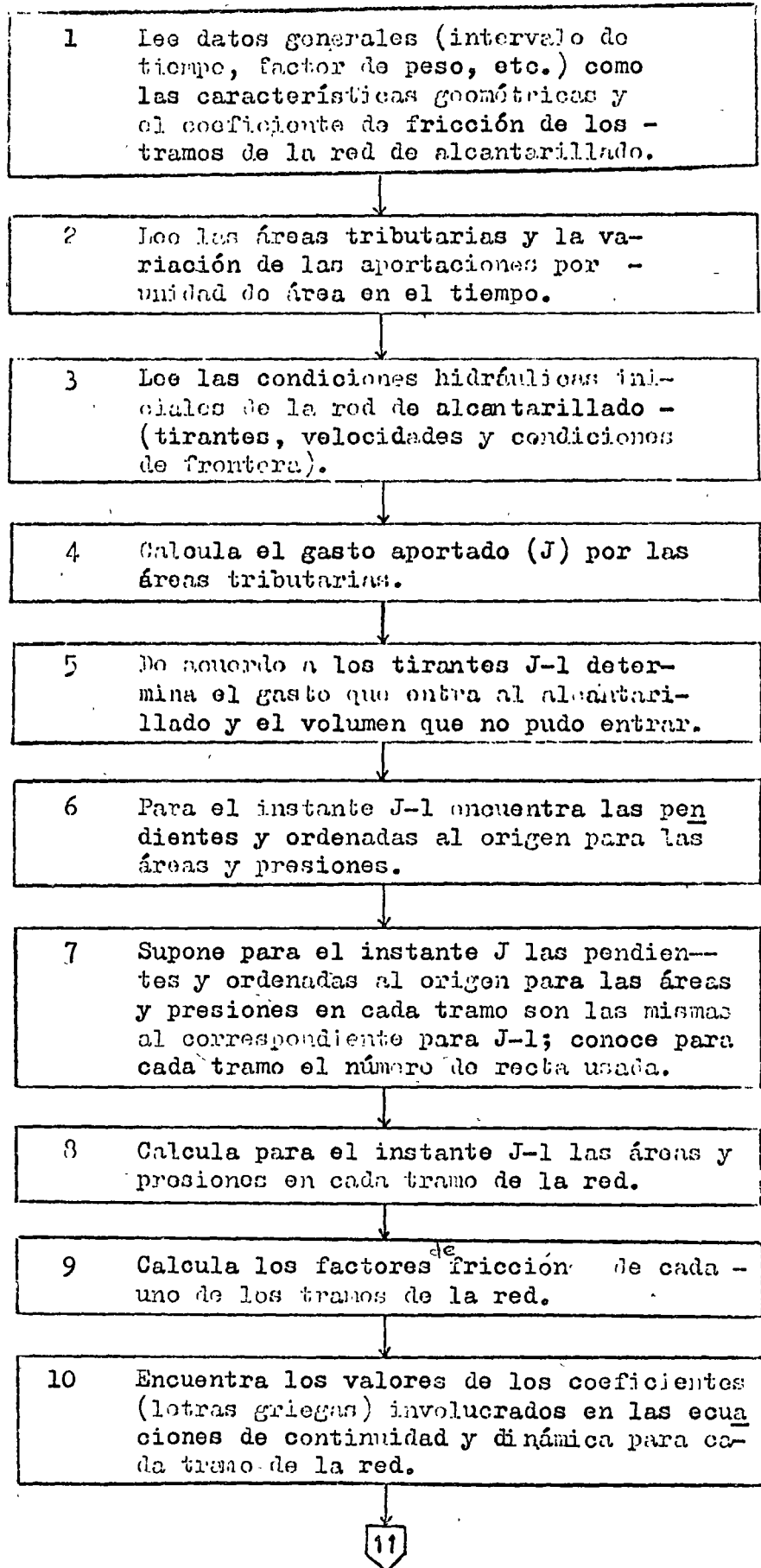
	$V_1$	$V_2$	$V_3$	$V_4$	$V_5$	$V_6$	$V_7$	$V_8$	$V_9$	$V_{10}$	$V_{11}$	$V_{12}$	$V_{13}$	$V_{14}$	$V_{15}$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$	$y_6$
1	$\eta_1$															$\epsilon_1$					
2		$\eta_2$														$\epsilon_1$	$\epsilon_2$				
3			$\eta_3$														$\epsilon_2$	$\epsilon_3$			
4				$\eta_4$														$\epsilon_3$	$\epsilon_4$		
5					$\eta_5$														$\epsilon_4$	$\epsilon_5$	
6						$\eta_6$														$\epsilon_5$	$\epsilon_6$
7							$\eta_7$														$\epsilon_6$
8								$\eta_8$													
9									$\eta_9$												
10										$\eta_{10}$											
11											$\eta_{11}$										$\epsilon_6$
12												$\eta_{12}$									$\epsilon_6$
13													$\eta_{13}$								
14														$\eta_{14}$							
15															$\eta_{15}$				$\epsilon_{15}$		
16	$-\alpha_1$	$\alpha_2$														$-\beta_1$ $\beta_2 - \pi_1$	$\beta_2$				
17		$-\alpha_2$	$\alpha_3$													$-\beta_2$	$\beta_3 - \pi_2$ $-\beta_2$	$\beta_3$			
18			$-\alpha_3$	$\alpha_4$											$-\alpha_{15}$		$-\beta_3$	$-\beta_3 - \beta_{15}$ $\beta_4 - \pi_3$	$\beta_4$		
19				$-\alpha_4$	$\alpha_5$													$-\beta_4$	$-\pi_4$ $\beta_5$	$-\beta_4$	
20					$-\alpha_5$	$\alpha_6$													$-\beta_5$	$-\pi_5 - \beta_5$	$\beta_5$
21						$-\alpha_6$	$\alpha_7$				$\alpha_{11}$	$\alpha_{12}$								$-\beta_6$	$-\pi_6 - \beta_6$ $\beta_6$
22							$-\alpha_7$	$\alpha_8$													$\beta_7$ $\beta_7$ $\beta_7$ $\beta_7$
23								$-\alpha_8$	$\alpha_9$	$\alpha_{10}$											$-\beta_7$
24									$-\alpha_9$												
25										$-\alpha_{10}$											
26											$-\alpha_{11}$										$-\beta_1$
27												$-\alpha_{12}$	$\alpha_{13}$								$-\beta_2$
28													$-\alpha_{13}$								
29														$-\alpha_{14}$	$\alpha_{15}$						

Tabla 8.

$y_7$	$y_8$	$y_9$	$y_{10}$	$y_{11}$	$y_{12}$	$y_{13}$	$y_{14}$	
								$\theta_{F1} - \epsilon_{F16}$
								$\theta_2$
								$\theta_3$
								$\theta_4$
								$\theta_5$
								$\theta_6$
								$\theta_7$
$\epsilon_7$								$\theta_8$
$\epsilon_7$	$\epsilon_8$							$\theta_9$
	$\epsilon_8$	$\epsilon_9$						$\theta_{10}$
	$\epsilon_8$		$\epsilon_{10}$					$\theta_{11}$
				$\epsilon_{11}$				$\theta_{12}$
					$\epsilon_{12}$			$\theta_{13}$
					$\epsilon_{12}$	$\epsilon_{13}$		$\theta_{14} - \epsilon_{F15}$
							$\epsilon_{14}$	$\theta_{15}$
							$\epsilon_{14}$	
								$-W_2 + W_1 + F_1 + H_1 + P_{F1}$
								$-W_3 + W_2 + F_2$
							$-P_{15}$	$-W_4 + W_{15} + H_3 + W_3 + F_3$
								$-W_5 + H_4 + W_4 + F_4$
								$-W_6 + W_5 + F_5$
$\beta_7$				$\beta_{11}$	$\beta_{12}$			$-W_{12} - W_7 - W_{11} + H_6 + W_6 + F_6$
$\beta_7$	$\beta_3$							$-W_8 + W_7 + F_7$
$\beta_8$	$\beta_3 + P_0$	$\beta_9$	$\beta_{10}$					$-W_9 - W_{10} + H_8 + W_9 + F_8$
	$\beta_3 - \pi_8$	$-\beta_9$						$H_9 + W_9 + F_9$
	$-\beta_9$	$-\pi_9$						$H_{10} + W_{10} + F_{10}$
	$-\beta_{10}$		$-\beta_{10}$					$H_{11} + W_{11} + F_{11}$
			$-\pi_{10}$					$-W_{13} + W_{12} + F_{12}$
				$-\pi_{11}$				$H_{13} + W_{13} + F_{13}$
				$-\beta_{11}$				$-W_{15} + W_{14} + F_{14} + P_{F14}$
					$\beta_{13} - \beta_{12}$	$\beta_{13}$		
					$-\pi_{12}$	$-\pi_{13}$		
					$-\beta_{13}$	$-\beta_{13}$		
							$-\pi_{14}$	
							$\beta_{15} - \beta_{14}$	
	$y_8$	$y_9$	$y_{10}$	$y_{11}$	$y_{12}$	$y_{13}$	$y_{14}$	

FIG. 8.2

DIAGRAMA DE BLOQUES



10

11 A partir de las características hidráulicas de la red (J-1) y del nivel en la descarga determina las condiciones de frontera.

12 Forma el sistema de ecuaciones lineales.

13 Resuelve el sistema de ecuaciones lineales.

14 Verifica si es cierta la suposición hecha en (6), es decir, si las pendientes y ordenadas al origen para J son consistentes con el tirante J calculado pasa a (15). Si no es así, corrige y va a (15).

15 Cuando las condiciones encontradas en J implican que haya salido agua por el alcantarillado, valúa cual fue su volumen.

16 Imprime velocidades, tirantes, gastos de entrada al alcantarillado, y en caso de que existan, volúmenes que no pudieron entrar al alcantarillado y volumen que salió de éste hacia la calle.

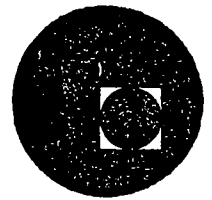
17 Si ha terminado con el período de análisis establecido va a (18), si no lo ha hecho va a (8).

18 Para cada tramo imprime los volúmenes acumulados que inundaron la calle (suma de los volúmenes acumulados que no entraron y que salieron del alcantarillado) y su porcentaje respecto al total de la red.

19 Termina el cálculo.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO



Ing. Domingo Cobo

Julio, 1977

## CONSIDERACIONES SANITARIAS

ING. DOMINGO COBO PEREZ

### 1. INTRODUCCION

En esta plática hablaremos de los siguientes aspectos:

- Importancia de conocer tanto las características físico-químicas de las aguas residuales, como sus efectos nocivos en el sistema de alcantarillado y en la disposición final.
- Necesidad de un control que regule los usos del sistema de alcantarillado.
- Características de calidad de los escurrimientos de las aguas pluviales.

### 2. CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

Un sistema de alcantarillado hace posible la conducción y evacuación de residuos peligrosos o perjudiciales desde los sitios donde se originan. El entendimiento de las características físico-químicas y biológicas de estos residuos es esencial para el diseño y operación de los sistemas de alcantarillado, para su tratamiento y disposición final y para la adecuada solución a los problemas de Ingeniería Ambiental.

#### 2.1 Composición y concentración de aguas residuales domésticas

Aunque los líquidos residuales están constituidos por agua en más de un 99%, la materia presente ejerce una acción determinante.



En la tabla 1 se presentan las características físicas-químicas y biológicas más importantes.

Desde el punto de vista de la concentración un líquido puede considerarse como fuerte, mediano y débil lo que significa menor o mayor dilución, así un líquido residual fuerte es el de mayor proporción de compuestos putrecibles. En la tabla 2 se muestra una composición típica.

## 2.2 Características físicas

La más importantes es el contenido de sólidos totales el cual está compuesto de materia flotante, materia en suspensión, materia coloidal y materia en solución. Otros parámetros físicos importantes son el color, la temperatura y los olores.

### Sólidos

Analíticamente, se define el contenido de sólidos totales como toda la materia que permanece como residuo después de evaporar a 103° o 105°C. Al total de sólidos remanentes, se <sup>le</sup> puede definir como sólidos suspendidos o sólidos filtrables pasando un volumen conocido del líquido a través de un filtro de 1 micron ( $\mu$ ).

Los sólidos suspendidos a su vez pueden ser sedimentables o no-sedimentables, los sedimentables son capaces de depositarse en el fondo de un cono (llamado como Imhoff) en un periodo de 60 minutos, los sólidos sedimentables representan una medida aproximada de la cantidad de lodo que puede ser removido por sedimentación.

La fracción de sólidos filtrables puede ser coloidal o disuelta la fracción coloidal esta compuesta por partículas de diámetro

de 1  $\mu$  a 1  $\mu$  y no puede ser removida por sedimentación (ver fig 1). Los sólidos disueltos son moléculas o iones de materia orgánica e inorgánica presente en el agua.

Cada una de las categorías mencionadas puede a su vez clasificarse en base a su volatilidad a 660°C. La fracción orgánica permanece en forma de cenizas. El análisis de sólidos volátiles se aplica más comúnmente a la medición de los lodos de las aguas residuales como una medida de su estabilidad biológica. En la fig 2 se muestra una clasificación típica de aguas residuales medianamente diluidas.

### Temperatura

La temperatura de los líquidos residuales es comúnmente más alta que el agua de abastecimiento.

La temperatura es un parámetro muy importante por sus efectos en la vida acuática, las reacciones químicas, las tasas de reacción y la disponibilidad del agua para usos benéficos.

Además, el oxígeno es menos soluble a mayor temperatura.

Las tasas de reacción bioquímica se incrementan con un incremento en la temperatura, lo que significa que los efectos de la putrefacción se producirán más rápidamente y se harán más perceptibles.

### Color

La "edad" de las aguas negras puede ser determinada cuantitativamente por su color y olor. Las aguas negras en fresco usualmente son grises. Sin embargo, con el tiempo, la actividad bacteriana y la reducción de oxígeno disuelto cambia el color a negro.

Tabla 1 CARACTERISTICA FISICOQUIMICAS Y BIOLOGICAS  
DE LAS AGUAS RESIDUALES

Parámetro	Origen
<b>FISICAS</b>	
Sólidos	Acarreadas por el agua de abas- tecimiento, desechos domésti- cos y desechos industriales
Temperatura	Desechos domésticos e industria- les
Color	Desechos domésticos e industria- les
Olor	Descomposición de las aguas ne- gras
<b>QUIMICAS</b>	
<b>Orgánicos:</b>	
Proteínas	Desechos domésticos y comerciales
Carbohidratos	Desechos domésticos y comerciales
Grasas y aceites	Desechos domésticos comerciales e industriales
Surfactantes	Desechos domésticos e industriales
Fenoles	Desechos industriales
Pesticidas	Desechos agrícolas
<b>Inorgánicos:</b>	
pH	Desechos industriales
Cloruros	Agua de abastecimiento, desechos domésticos e infiltración
Alcalinidad	Agua de abastecimiento; desechos domésticos e infiltración
Nitrógeno	Desechos domésticos y agrícolas

---

QUIMICAS

---

Inorgánicos:

Fosfatos	Desechos domésticos, industriales y escurrimientos naturales
Sulfuros	Agua de abastecimiento y desechos industriales
Compuestos tóxicos	Desechos industriales e infiltraciones
Metales pesados	Desechos industriales
Gases:	
Oxígeno	Agua de abastecimiento e infiltraciones
Acido sulfhídrico	Descomposición de las aguas residuales

---

BIOLOGICAS

---

Protista	Desechos domésticos y plantas de tratamiento
Virus	Desechos domésticos
Plantas	En los cuerpos de agua y plantas de tratamiento
Animales	En los cuerpos de agua y plantas de tratamiento

---

Tabla 2 COMPOSICION TIPICA DE LAS AGUAS NEGRAS  
DOMESTICAS  
(en mg/l.)

Constituyente	Concentración		
	Fuerte	Media	Debil
Sólidos totales	1200	700	350
Disueltos totales	850	500	250
Fijos	525	300	145
Volátiles	325	200	105
Suspensos totales	350	200	100
Fijos	75	50	30
Volátiles	275	150	70
Sólidos sedimentables (ml/litro)	20	10	5
(DBO <sub>5</sub> -20°C) Demanda bioquímica de oxígeno	300	200	100
(COT) Carbón orgánico total	300	200	100
(DQO) Demanda química de oxígeno	1000	500	250
Nitrógeno (total como N)	85	40	20
Orgánico	35	15	8
Amóniacal	50	25	12
Nitritos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
Fosfatos	20	10	6
Orgánicos	5	3	2
Inorgánicos	15	9	4
Clouros	100	50	30
Alcalinidad (como CaCO <sub>3</sub> )	200	100	50
Grasas	150	100	50

Fig 1 CLASIFICACION Y TAMAÑO DE PARTICULAS PRESENTES EN EL AGUA

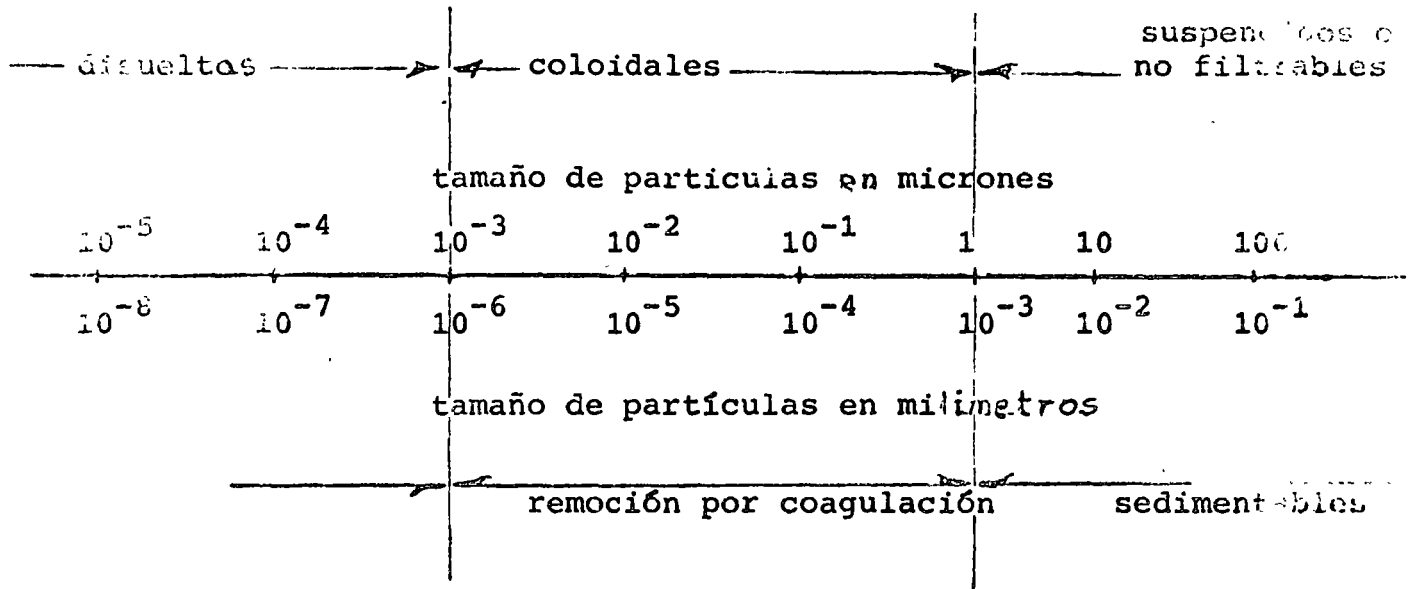
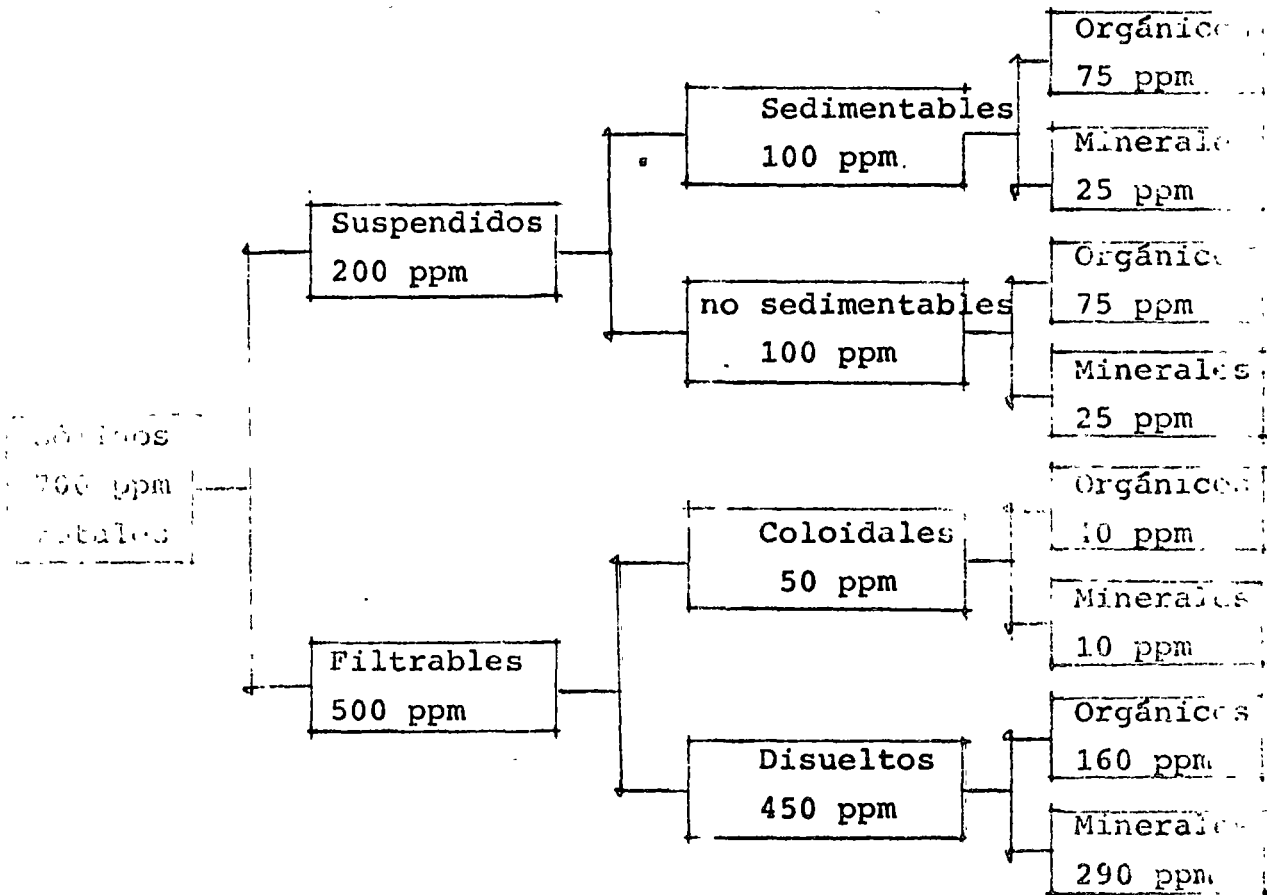


Fig 2 CLASIFICACION DE SOLIDOS, LOS VALORES SON TIPICOS DE AGUAS RESIDUALES MEDIANAMENTE DILUIDOS



## Olor

El olor en las aguas negras es debido a los gases producto de la descomposición de la materia orgánica. Las aguas negras en fresco tienen un olor ligeramente jabonoso o aceitoso y un aspecto turbio. El olor más característico de las aguas negras rancias o sépticas es el del ácido sulfhídrico y otros compuestos sulfurosos es un olor fuerte y desagradable que se presenta por la acción de los microorganismos anaeróbicos los cuales reducen los sulfatos.

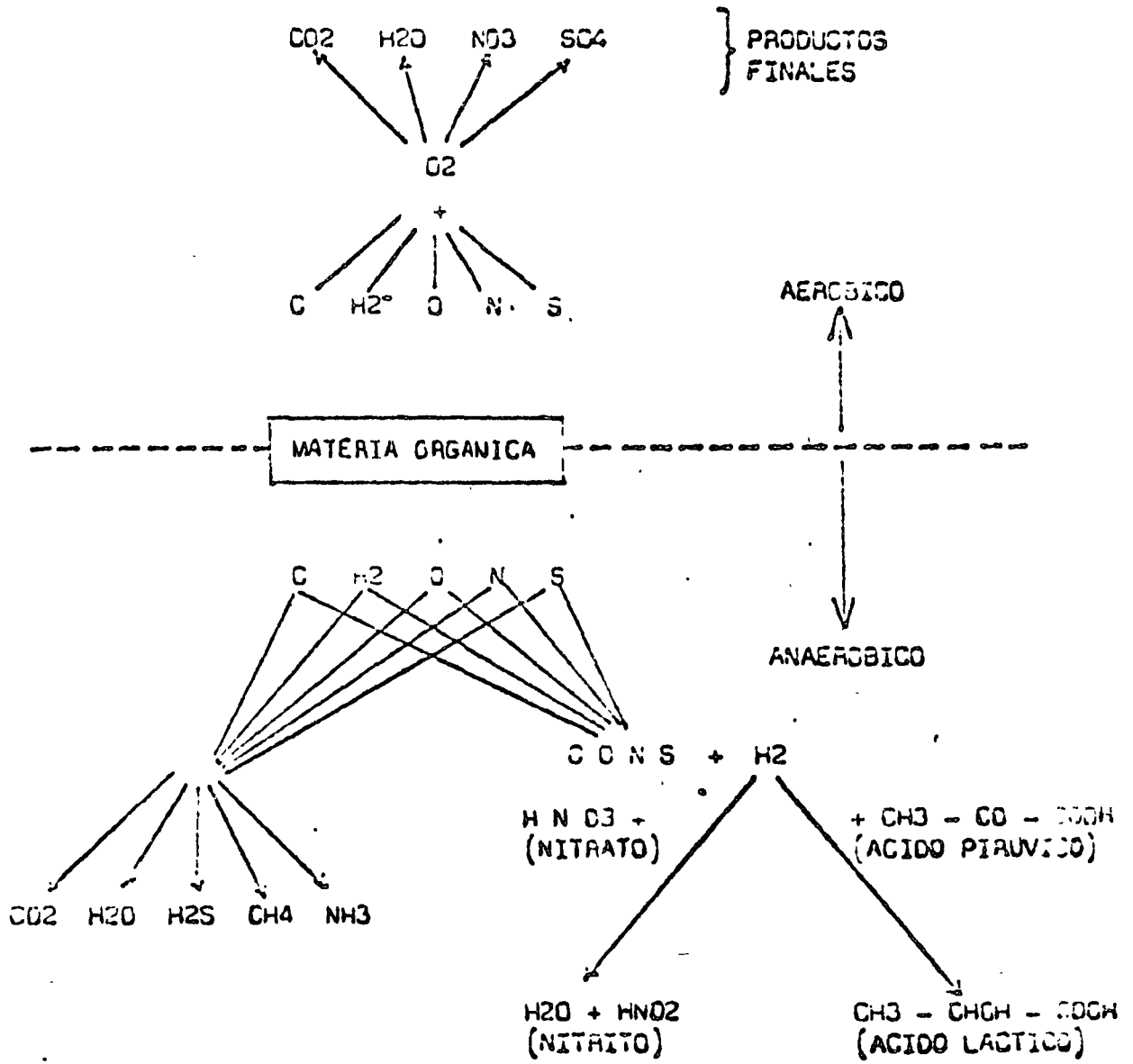
### 2.3 Características químicas

#### Materia orgánica

Formada principalmente por carbón, hidrógeno, oxígeno, nitrógeno y en algunos casos otros importantes elementos como el azufre, el fósforo y el hierro, las sustancias orgánicas de los líquidos residuales pueden dividirse en compuestos que contienen nitrógeno y aquellos libres de este elemento. Los principales compuestos nitrogenados proteínas, aminas y aminoácidos. Los principales compuestos no nitrogenados son grasas, jabones o hidratos de carbono, incluyendo la celulosa.

La estabilización de la materia orgánica, es decir la descomposición de los compuestos orgánicos por acción de las bacterias a sustancias más simples, se llevará a cabo por bacterias anaerobias, las primeras con ausencia de oxígeno libre. Los productos principales de la descomposición de la materia orgánica carbonosa son: el anhídrico carbónico, los ácidos orgánicos y metano, mientras que los productos finales de las materias nitrogenadas además de los mencionados para la materia carbonosa, el amoníaco los aminoácidos, aminas, indol y escutol o metilindol, compuestos sulfurados.

DESCOMPOSICIÓN DE LA MATERIA ORGÁNICA





Los productos principales de la estabilización aeróbica son: de las sustancias nitrogenadas; los nitritos y nitratos, de los compuestos sulfurados; los sulfatos.

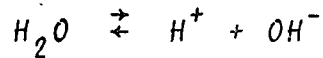
### Materia inorgánica

La concentración de sustancias inorgánicas se incrementa tanto por la geología de las rocas con las cuales el agua entra en contacto, como por las aguas residuales.

La natural evaporación hace que las sustancias se concentren más.

### pH

El agua siempre se ioniza en pequeña proporción produciendo tanto iones, hidrógeno como iones hidróxido.



aplicando la ley de acción de las masas

$$\frac{[H^+][OH^-]}{H_2O} = K$$

$$K = 1 \times 10^{-14} \quad \text{moles / l}$$

Usualmente el significado de la expresión de la concentración de iones hidrogeno se le llama pH y se define como

$$pH = - \log_{10} H^+$$

La concentración de pH nos mide la intensidad de la reacción ácida o alcalina del agua.

La corrosividad de un agua esta en función del pH.

### Alcalinidad

La alcalinidad se reporta como  $Ca CO_3$  en ppm. Va acompañada de un alto valor de pH; afecta cuando se va a usar el agua en riego. Si es debido a  $HCO_3^-$  no es nociva al plancton en aguas receptoras.

### Nitrógeno

El nitrógeno se puede presentar como formando parte de la matriz orgánica, en forma de amoníaco ( $NH_3$ ), de nitritos ( $NO_2^-$ ) o de nitratos ( $NO_3^-$ ). Representa el grado de transformación de la materia orgánica en las aguas.

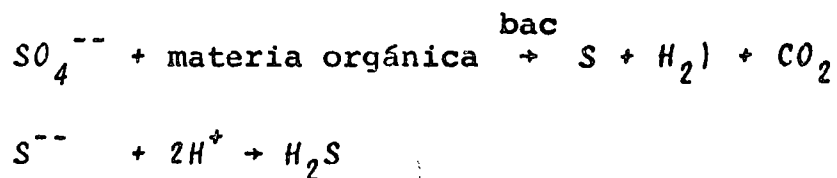
### Fosfatos

Se determinan como ortofosfatos y polifosfatos. Son importantes por constituir nutrientes biológicos en el tratamiento de las aguas.

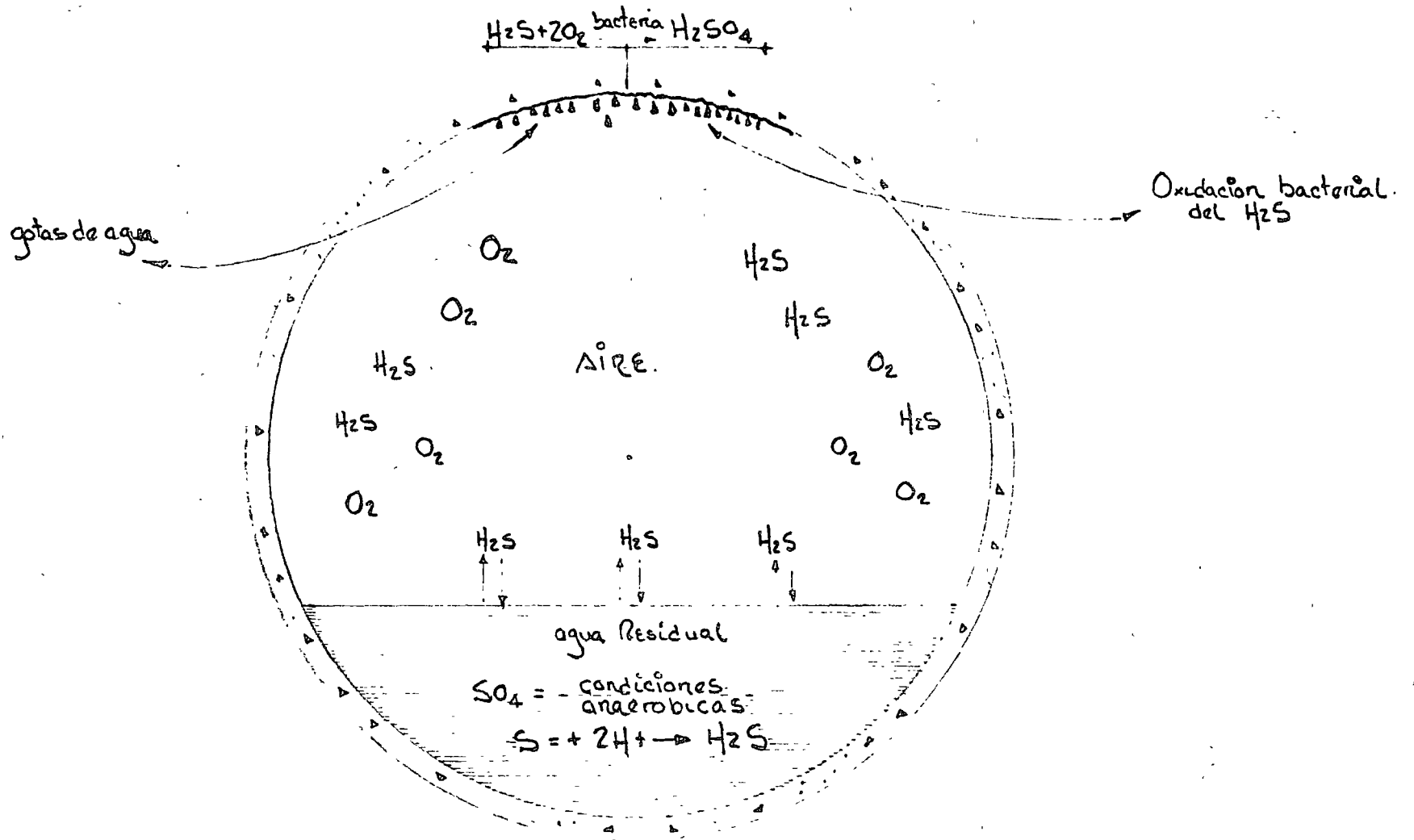
### Sulfatos

El ion sulfato está presente en la mayoría de los suministros de agua y en las aguas negras. Se requiere en la síntesis de las proteínas y es liberado con su degradación.

Los sulfatos son químicamente reducidos a sulfitos y a ácido sulfhídrico ( $H_2S$ ) por bacterias anaeróbicas



# CORROSION DEBIDO A LA OXIDACION DE H<sub>2</sub>S



Como se ve en la fig 3, el  $H_2S$  también puede ser oxidado biológicamente a ácido sulfúrico el cual es corrosivo en las tuberías.

Una forma aproximada de calcular el incremento de concentración de  $H_2S$  en los colectores principales recomendada por la NPCF es:

$$\Delta C_s = 0.0026 C_{E DBO} \left( \frac{1 + 0.01 d}{d} \right)$$

donde:

- $\Delta C_s$  incremento de la concentración de  $H_2S$ , en mg/l
- $t$  tiempo de retención en el colector en min
- $C_{EDBO}$  concentración efectiva de DBO, que es la estandar  $DBO_5 \times 1.07^{(t-20)}$  en °C
- $d$  diámetro en pulgadas

### Gases

Los gases comunmente encontrados en los alcantarillados son:  $N_2$ ,  $O_2$ ,  $CO_2$ ,  $H_2S$ ,  $NH_3$ ,  $CH_4$  los tres primeros son comunes en la atmósfera, y los tres últimos son producto de la descomposición de la materia orgánica.

La presencia de un gas inflamable, la presencia de oxígeno, la mezcla del gas y el oxígeno en proporciones adecuadas y una fuente de ignición producen irremediablemente condiciones explosivas.

Lamentablemente en la mayoría de las casos, las explosiones son provocadas por el mismo hombre al creer que una alcantarilla puede conducir cualquier sustancia indeseable u objeto que pueda depositarse.

TABLE I.—Characteristics of Common Gases Found in Sewers, Wastewater Pumping Stations, and Treatment Plants

Gas	Class (See Section 5.33)	Chemical Formula	Common Properties*	Specific Gravity or Vapor Density (Air = 1)	Physiological Effect*	Maximum Safe 60-Min Exposure (% by volume in air)	Maximum Safe 8-Hr Exposure (% by volume in air)†	Explosive Range (% by volume in air)		Likely Location of Highest Concentration	Most Common Sources
								Lower Limit	Upper Limit		
Carbon dioxide	1	CO <sub>2</sub>	Colorless, odorless. When breathed in large quantities, may cause acid taste. Non-flammable. Not generally present in dangerous amounts unless an oxygen deficiency exists.	1.53	Cannot be endured at 10% for more than a few minutes, even if subject is at rest and oxygen content normal. Acts on respiratory nerves.	4.0-6.0	0.5	—	—	At bottom, when heated, may stratify at points above bottom.	Products of combustion sewer gas, sludge. Also issues from carbonaceous strata.
Carbon monoxide	1b	CO	Colorless, odorless, tasteless, flammable. Poisonous.	0.97	Combines with hemoglobin of blood. Unconsciousness in 30 min at 0.2 to 0.25%. Fatal in 4 hr at 0.1%. Headache in few hours at 0.02%.	0.04	0.005	12.5	74.0	Near top, especially if present with illuminating gas.	Manufactured gas, flue gas, products of combustion motor exhausts. Fires of almost any kind.
Chlorine	2	Cl <sub>2</sub>	Yellow-green color. Choking odor detectable in very low concentrations. Non-flammable.	2.49	Irritates respiratory tract. Kills most animals in very short time at 0.1%.	0.0004	0.0001	—	—	At bottom.	Chlorine cylinder and feed line leaks.
Gasoline	3	C <sub>7</sub> H <sub>12</sub> to C <sub>11</sub> H <sub>20</sub>	Colorless. Odor noticeable at 0.03%. Flammable.	3.0-4.0	Anesthetic effects when inhaled. Rapidly fatal at 2.4%. Dangerous for short exposure at 1.1 to 2.2%.	0.4-0.7	Varies	1.3	6.0	At bottom.	Service stations, garages, storage tanks, houses.
Hydrogen	1a	H <sub>2</sub>	Colorless, odorless, tasteless. Flammable.	0.07	Acts mechanically to deprive tissues of oxygen. Does not support life.	—	—	4.0	74.0	At top.	Manufactured gas, sludge digestion tank gas, electrolysis of water. Rarely from rock strata.

\* Percentages shown represent volume of gas in air.

† Conforms to "Threshold Limit Values of Air-Borne Contaminants for 1968," adopted at 30th Annual Meeting, American Conference of Governmental Industrial Hygienists, St. Louis, Mo (May 13, 1968).

TABLE I.—Continued

Gas	Class (See Section 5.33)	Chemical Formula	Common Properties*	Specific Gravity or Vapor Density (Air = 1)	Physiological Effect*	Maximum Safe 60-Min Exposure (% by volume in air)	Maximum Safe 8-Hr Exposure (% by volume in air)†	Explosive Range (% by volume in air)		Likely Location of Highest Concentration	Most Common Sources
								Lower Limit	Upper Limit		
Hydrogen sulfide	2 and 4	H <sub>2</sub> S	Rotten egg odor in small concentrations. Exposure for 2 to 15 min at 0.01% impairs sense of smell. Odor not evident at high concentrations. Colorless. Flamma- ble.	1.19	Impairs sense of smell rapidly as concentra- tion increases. Death in few minutes at 0.2%. Exposure to 0.07 to 0.1% rapidly causes acute poison- ing. Paralyzes res- piratory center.	0.02-0.03	0.001	4.3	46.0	Near bottom, but may be above bottom if air is heated and highly humid.	Coal gas, petroleum, sewer gas. Fumes from blasting under some conditions. Sludge gas.
				0.55	Acts mechanically to deplete tissues of oxygen. Does not sup- port life.	Probably no limit, pro- vided oxygen percentage is sufficient for life.	—	5.0	15.0	At top, increasing to certain depth.	Natural gas, sludge gas, manufactured gas, sewer gas. Seepage from ter- tiary origin. Swamp or marshes.
Nitrogen	1a	N <sub>2</sub>	Colorless, tasteless. Nonflammable. Principal constituent of air (about 79%).	0.97	Physiologically inert.	—	—	—	—	Near top, but may be found near bottom.	Sewer gas, sludge gas. Also issues from some rock strata.
Oxygen (in air)	—	O <sub>2</sub>	Colorless, odorless, tasteless. Supports combustion.	1.11	Normal air contains 20.8%. Man can tolerate down to 12%. Minimum safe 8-hr exposure, 14 to 16%. Below 10% dangerous to life. Below 5 to 7% probably fatal.	—	—	—	—	Variable at differ- ent levels.	Oxygen depletion from poor ventilation and ab- sorption, or chemical consumption of oxygen.
Sludge gas	Mainly 1a	See Section 4.36	May be practically odorless, colorless. Flammable.	Variable.	Will not support life.	No data. Would vary widely with composition.	—	5.3	19.3	Near top of structure.	Digestion of sludge.

El control en la descarga de sustancias peligrosas sea accidental o consciente, es indudablemente mejor práctica, que tratar de determinar las causas de las explosiones después del suceso.

A menudo es común encontrar mezclas heterogéneas de diversos gases en las tuberías de los alcantarillados, los límites de mezcla de gases para evitar que ocurran explosiones en forma gruesa se obtienen de las siguientes expresiones:

$$L_{inf} = \frac{100}{\frac{P_1}{N_{i1}} + \frac{P_2}{N_{i2}} + \dots + \frac{P_n}{N_{in}}}$$

$$L_{sup} = \frac{100}{\frac{P_1}{N_{s1}} + \frac{P_2}{N_{s2}} + \dots + \frac{P_n}{N_{sn}}}$$

en donde:

$L_{inf}$  y  $L_{sup}$  límites inferior y superior de explosividad de la mezcla

$P_1, P_2, P_n$  porporciones de cada gas en la mezcla

$N_i$  y  $N_s$  límites inferior y superior de explosividad de cada componente de la mezcla

En la tabla 3, se presentan las características más comunes de los gases presentes en los alcantarillados, estaciones de bombeo y plantas de tratamiento

Por último se enlistan a continuación una serie de recomendaciones que se consideran convenientes para el control y la prevención de accidentes derivados de la formación de gases dañinos en los sistemas de alcantarillado:

- Establecer reglamentos para el uso de alcantarillado, que prevean el control de sustancias flamables y materiales que pudieran obstruir el flujo e inferir en la operación en las plantas de tratamiento. Se puede aprovechar el registro de industrias a que obliga el Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación del Agua.
- En forma particular, no admitir descargas, sean o no accidentales, de los siguientes líquidos flamables: gasolina, aceite y solventes
- Que las industrias apliquen tratamiento preliminar a sus de sechos líquidos o prácticas de reuso de agua y control de la descarga de desechos, para obtener permisos de conexión.
- Zonificar los sistemas de drenaje por las características de las áreas servidas: habitacional, comercial, industrial, y por el número y tipo de industrias
- A partir de esa zonificación, establecer áreas críticas en donde periódicamente se detecta presencia de gases combustibles, asfixiantes o venenosos, recomendándose utilizar el siguiente equipo de campo:
  - . Indicador de gas combustible
  - . Detectores de hidrocarburos aromáticos
  - . Indicador de monóxido de carbono
  - . Indicador de déficit de oxígeno
  - . Detectores de bióxido de azufre, ácido sulfhídrico y bióxido de nitrógeno



3. NORMAS PARA REGULAR LOS USOS DEL SISTEMA DE  
ALCANTARILLADO

- Efectos de un inadecuado control
- Regulación de las aguas admisibles al alcantarillado
- Desechos industriales
- Desechos inadmisibles
- Control de temperatura
- Aceites y grasas
- pH control
- Materias tóxicas
- Sólidos

4. CARACTERISTICAS DE CALIDAD DE LOS ESCURRIMIENTOS FLUVIALES

- Esgurrimientos pluviales como un vector de contaminación
- Fuente de contaminación dispersa
- Efectos de contaminación
- Calidad de los escurrimientos urbanos
- Calidad de los escurrimientos agrícolas

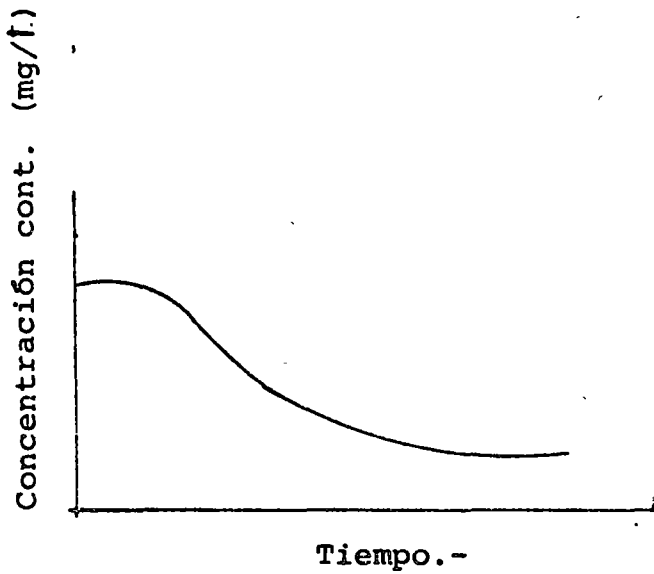


Fig Gráfica de contaminación

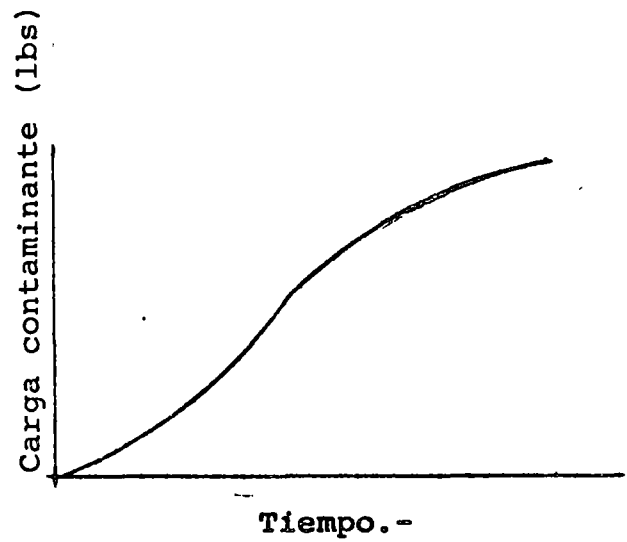
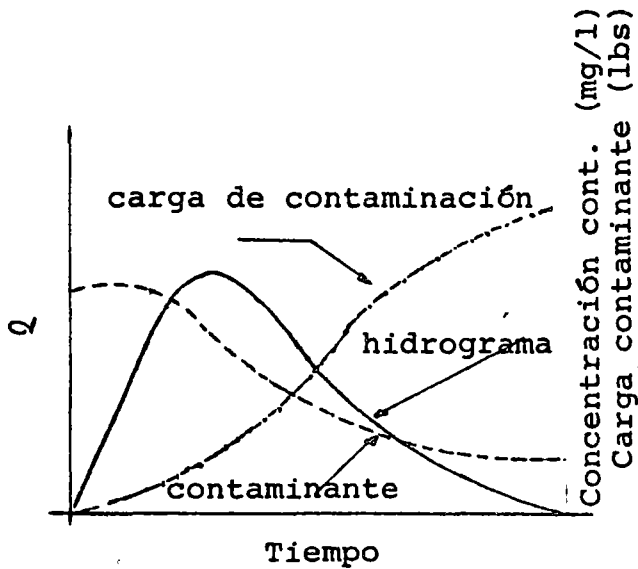
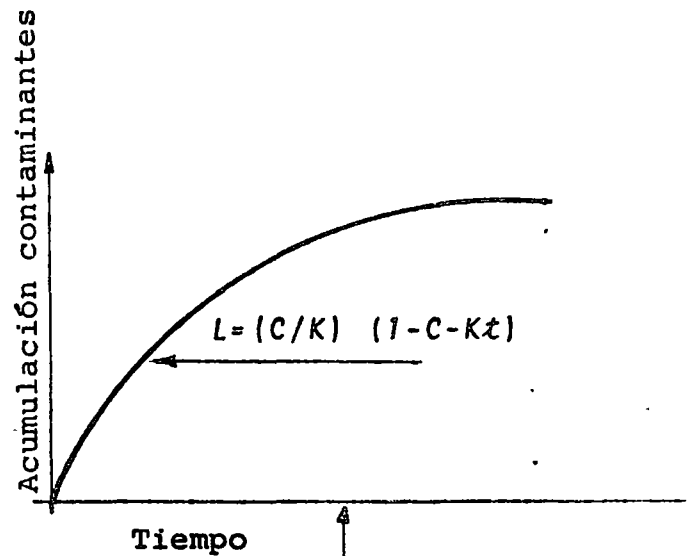
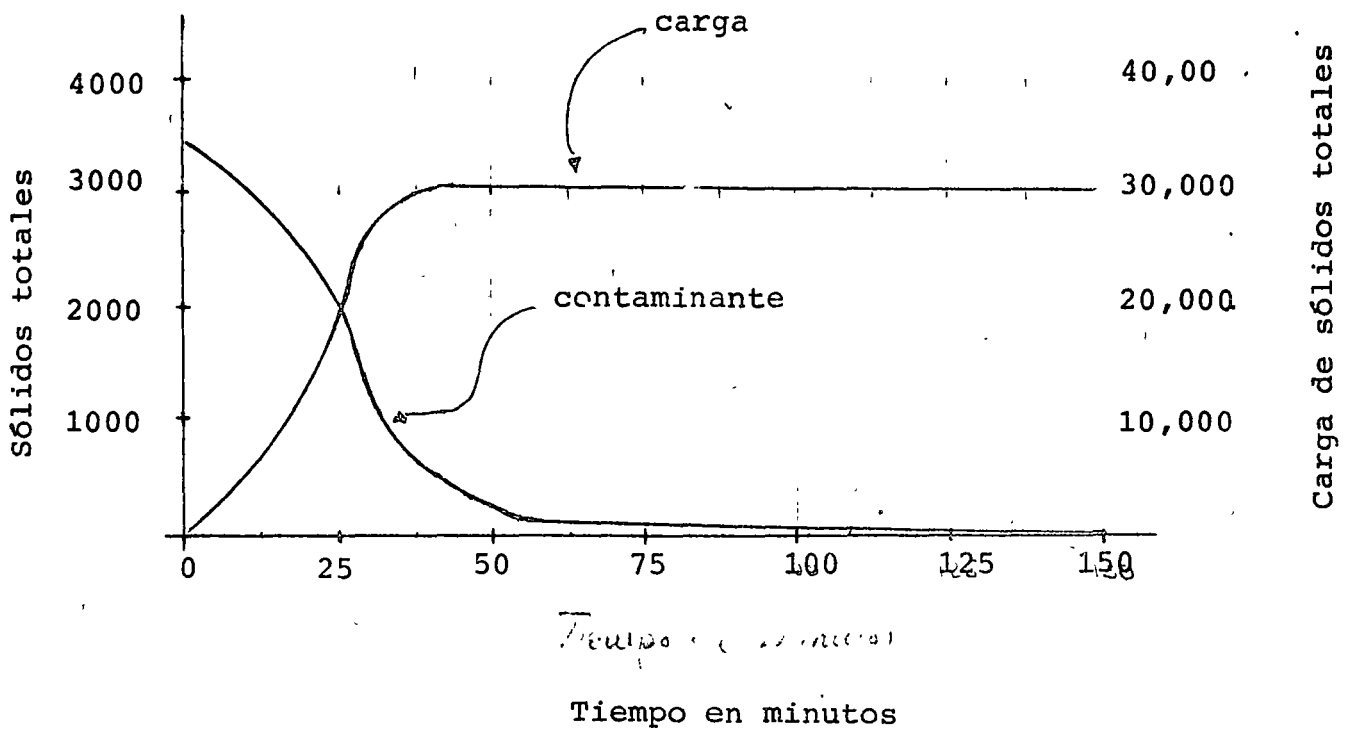
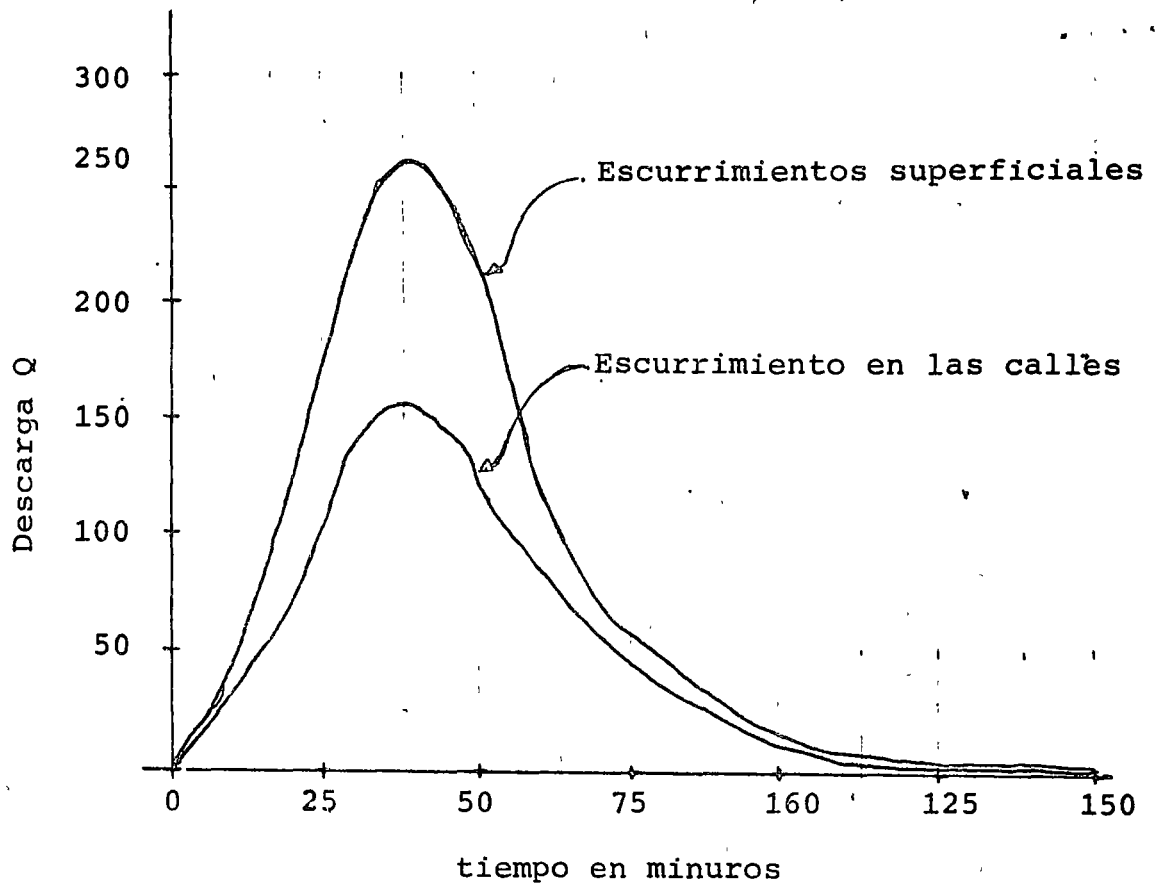


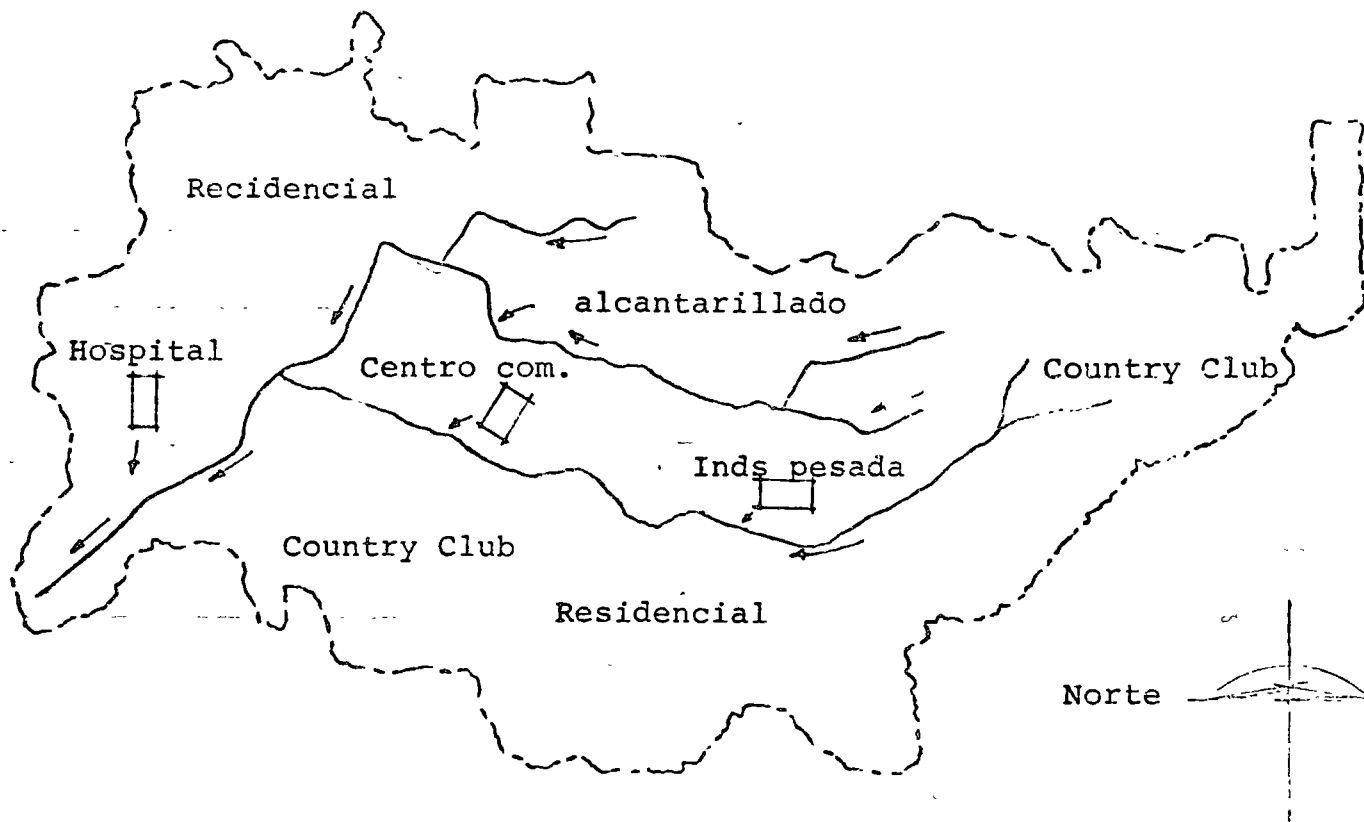
Fig Carga constante



Correspondencia entre un hidrograma, una gráfica de contaminante una gráfica de carga de contaminación







## BIBLIOGRAFIA

1. Metcalf & Eddy Inc., "Waste water Engineering".  
Mc Graw Hill Series in Water Resources and  
Environmental Engineering. Nueva York (1972)
2. "Sewer Manitenance", Practice No 9, Water Pollution  
Control Federation, Washington, D.C., (1976)
3. "Sewer Manitenance", Praccice No 3, Water Pollution  
Control Federation, Washington, D.C. (1975)
4. "Sewer Manitenance", Practice No 17, Water Pollution  
Control Federation, Washington, D.C. (1969)
5. Donal E. Overton, Michael E. Meadows,  
Stormwater Modeling. Academic Press, London (1976)



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO



ing. Humberto Vidales

Julio, 1977

#### 4. NORMAS Y ESPECIFICACIONES

##### 4.1 Velocidades permisibles mínimas y máximas

###### 4.1.1 Generalidades

Las aguas negras generadas en los baños y cocinas de las casas habitación, se introducen a la red de atarjeas de una población mediante las conexiones domiciliarias, el flujo es generalmente no establecido y casi siempre de carácter pulsatorio, también se introduce a la red, grava y arena, a través de los pozos de visita y coladeras pluviales, por lo que deberán tenerse en cuenta estos problemas para el diseño hidráulico de la tubería que forme la red.

En toda red de atarjeas, se requiere transportar sustancias flotantes, suspendidas y solubles que pueden depositarse o no y además este transporte deberá hacerse sin producir erosi3n sobre las paredes interiores de la tubería.

Los materiales pesados se mueven dentro de la tubería arrastrándose por el fondo, como lo hacen las capas de sedimento del fondo de las corrientes superficiales, y los materiales ligeros flotan sobre la superficie del agua, cuando las velocidades disminuyen los materiales pesados se depositan sobre el fondo, mientras que los materiales ligeros, lo hacen en las orillas.

Cuando las velocidades se incrementan nuevamente los dep3sitos lodosos son puestos en movimiento otra vez y transportados en altas concentraciones. Si las velocidades son muy grandes puede existir erosi3n sobre la tubería.

#### 4.1.2 Fórmulas empleadas

Para evitar estos efectos, se requiere conocer las velocidades dentro de la tubería, y más aún, se requiere limitarlos con una cota inferior y una superior.

Las velocidades límites permisibles mínima y máxima, se deducen a partir de la fórmula de la velocidad de Manning,



cuando la tubería trabaje llena, pero escurriendo sin presión interior:

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

donde

V	velocidad del flujo en m/s
N	coeficiente de rugosidad
T	radio hidráulico en m
S	pendiente geométrica o hidráulica del tubo

o bien a partir de las relaciones hidráulicas y geométricas de los conductos circulares cuando trabajen parcialmente llenas, pero siempre permitiendo que el flujo arrastre las partículas sólidas en suspensión.

Varios autores recomiendan para el coeficiente de rugosidad los valores de 0.013, cuando los tubos sean de concreto y prefabricados y de 0.016, cuando los tubos sean colados en el lugar.

#### 4.1.3 Pendientes

De la fórmula de Manning se aprecia que una vez elegido el diámetro del tubo y el material de que se fabrique, la velocidad depende directamente de la pendiente; es por esto que

Las tuberías deberán adoptar, hasta donde sea posible, la pendiente geométrica del terreno, con objeto de tener un volumen de excavación y movimiento de tierras, mínimo.

Las pendientes mínimas se presentan en los siguientes casos:

Caso I. Este caso ocurre cuando el tramo de tubería estudiado dispone del desnivel necesario, que le permite la topografía, para obtener el funcionamiento hidráulico más eficiente del conducto, y la pendiente genera una velocidad de 45 cm/seg, al flujo que escurra con un tirante igual al 25% del diámetro del tubo elegido.

Caso II. Este caso ocurre cuando el tramo de tubería estudiado cuenta con muy poco desnivel, y es preciso sacrificar la eficiencia hidráulica del tramo, y así evitar la construcción de una estación de bombeo para las aguas negras recolectadas.

La pendiente adoptada es la que hace escurrir el gasto que se anota en la tabla 4.1.3.1, con una velocidad de 30 cm/seg y un tirante igual o mayor de 1.5 cm.

Tabla 4.1.3.1 Gasto mínimo en tuberías por efecto de descargas de inodoros

Diámetro, en cm	Gasto mínimo, en l/seg
20	1.5
25	1.5

(continuación tabla 4.1.3.1)

Diámetro, en cm	Gasto mínimo, en l/seg
30	3.0
38	3.0
45	4.5
61	7.5
76	12.0
91	18.0
107	25.5
122	34.5
152	45.0
183	57.0

Las pendientes máximas se presentan en los siguientes casos:

Caso I. Este caso ocurre cuando en el tramo de tubería estudiado existe el desnivel necesario, que permita el dimensionamiento del menor diámetro de la tubería, para un gasto máximo de diseño, al trabajar el conducto lleno, con un funcionamiento hidráulico eficiente. La pendiente será aquella que genere una velocidad máxima de 3.00 m/seg para el gasto que escurra a tubo lleno.

Caso II. Este caso ocurre cuando en el tramo de tubería estudiado, el conducto nunca trabaja lleno pero con un funcionamiento hidráulico correcto por ser excesivo el desnivel de que dispone, y lo hace con el tirante que genera la máxima velocidad permitida sin erosionar las paredes de los conductos.

La pendiente será aquella que genere una velocidad de 3.00 m/seg para el gasto máximo de diseño a tubo parcialmente lleno.

Caso II. Este caso ocurre cuando en el tramo de tubería estudiado el conducto trabaja con mucho menos tirante, con funcionamiento eficiente, por ser muy grande el desnivel con que se cuenta. La pendiente genera una velocidad de 3.00 m/seg para el gasto mínimo de la tabla 4.1.3.1, y lo hará escurrir con un tirante mayor o igual a 1.0 cm.

#### 4.2 Dimensiones y espaciamiento de las estructuras

Existe una serie de estructuras denominadas accesorios que se construyen en las redes de atarjeas, que son importantes para su operación de la red. Los hay para limpieza e inspección, para proporcionar a las aguas negras una caída vertical, para unir subcolectores a colectores, para cruzar corrientes superficiales, etc. A continuación se describen algunas de ellas.

##### 4.2.1 Pozos de visita, comunes y especiales

Estas estructuras se colocan sobre las tuberías de 122 cm de diámetro y menores, en los cambios de diámetro de tubo, de pendiente y de dirección.

El cambio de un diámetro a otro, de pendiente o de dirección se hará mediante transiciones, dentro de la estructura indicándose en planos las cotas de plantillas de llegada y salida. En diámetros de 61 cm y menores, las corrientes de dirección horizontal a 90°, o menores deben hacerse por medio de un pozo de visita común, si los diámetros de los tubos son entre 76 cm y 122 los cambios de dirección horizontal deben hacerse por medio de pozos de visita especiales, empleando tanto pozos como ángulos de 45° o fracción, sean necesarios, con tramos rectos entre ellos con longitud de 6 diámetros a ejes.

Estas estructuras sirven para inspeccionar los conductos y facilitar las maniobras de limpieza, sin tener que romper los pavimentos, así como suministrar ventilación a lared de atarjeas, para eliminar el peligro de asfixia al personal de conservación, así como el peligro de explosión. El movimiento del aire dentro de la red de atarjeas es causado por varios factores, tales como la diferencia en peso unitario entre el aire exterior y el aire atrapado en la red, la diferencia en elevación de las entradas a lared, el flujo de las aguas negras que tiende a mover en ese sentido al aire atrapado y el efecto del viento en las entradas a la red.

Su forma es troncocónica lo suficientemente amplia para dar paso a un hombre y permitirle maniobrar en el interior. Sobre

el piso se constuyen canales que sirven de prolongación de las tuberías, encauzando los flujos de aguas negras. Para descender se usa una escala marina con peldaños de fierro empotrados en las paredes del pozo.

En su acceso sobre la superficie de la calle, cuentan con un brocal y tapa que puede ser de fierro fundido o concreto. Existe alguna objeción para el uso de tapas de pozos de visita perforados para ventilación de la red, debido a la entrada de agua superficial a través de las perforaciones, y el escape de olores y vapores visibles de los pozos de visita.

La separación máxima entre pozos de visita en tramos rectos y con pendiente uniforme se muestra en la tabla 4.2.1.1.

Tabla 4.2.1.1 SEPARACION MAXIMA ENTRE POZOS DE VISITA

Tramo de tubería entre:	Distancia máxima
Pozos comunes (20 a 61 cm)	135 m
Pozos especiales (76 a 122 cm)	190 m

#### 4.2.2 Pozos en <sup>slant</sup>spant.

Estas estructuras son idénticas en forma y dimensiones a los pozos de visita comunes cuando se usan para conectar tubería de hasta 61 cm, con subcolectores o colectores de diámetro iguales o mayores que 122 cm, y a los pozos de visita especiales, cuando se usan para conectar tuberías de 76 cm a 107 cm. En el caso de tuberías de 122 cm, también se usarán pozos de visita especiales, solo que su diámetro interior será de 2.00 m.

El empleo de esta clase de estructuras evita la construcción de cajas de visita sobre los colectores, que es mucho más costosa que este tipo de pozo.

La función de estas estructuras es la de proporcionar una descarga adecuada y la posibilidad de registro y limpieza de atarjeas que descargan sobre subcolectores o colectores.

#### 4.2.3 Cajas de visita

Estas estructuras hacen las veces de pozos de visita cuando el diámetro de las tuberías es mayor de 122 cm, no obstante, deben emplearse en entronques de conductos con diámetros superiores a 61 cm. Su chimenea es igual a la de los pozos de visita comunes o especiales según sea el caso.

La separación máxima permitida entre cajas de visita en tramos rectos y con pendientes uniforme será de 275 m.

#### 4.3.4 Pozos y cajas de caída

Estas estructuras, son semejantes en forma y dimensiones a los pozos y cajas de visita, que permiten efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel por medio de una caída, ya sea libre o conducida entubada a una estructura menor o caja adosada de pozo o caja de visita.

Las caídas libres deben evitarse hasta donde sea posible, ya que encarecen las obras y sobre todo propician la producción de ácido sulfhídrico, que puede ser oxidado biológicamente por efecto de ciertas bacterias y convertido en ácido sulfúrico, el cual es muy corrosivo para las tuberías de concreto de la red de atarjeas, finalmente aumenta este ácido los olores en las aguas negras.

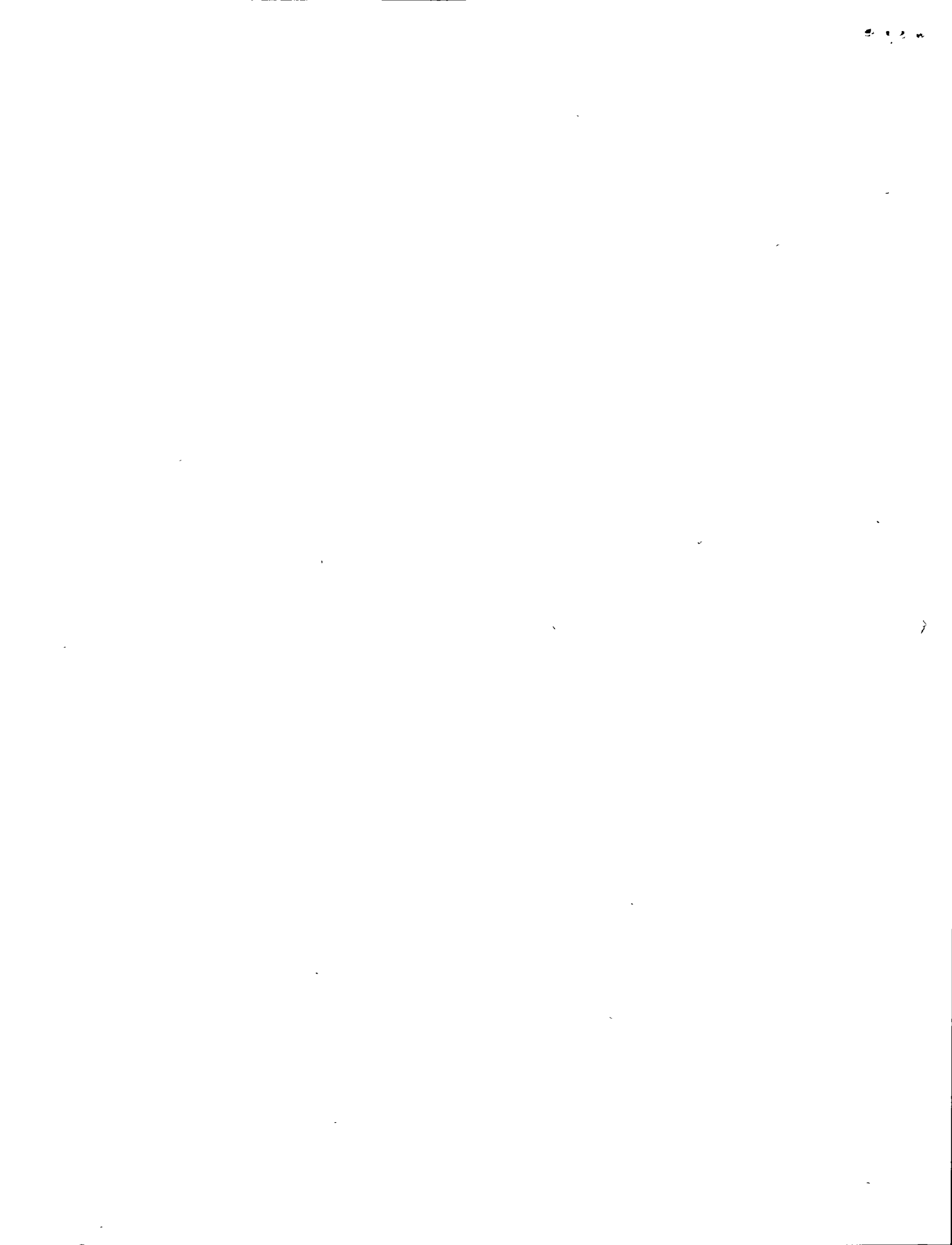
Estas estructuras deberán construirse en terrenos inclinados, para no violar las especificaciones relativas a pendientes máximas, o cuando los colectores queden profundos y los subcolectores y atarjeas laterales que concurran a ellos, se localicen en un nivel superior, o bien cuando deban conectarse tuberías de hasta 76 cm de diámetro, con niveles diferentes en



sus plantillas entre 0.60 m y 2.00 m, y finalmente cuando los diámetros sean de 91 cm o mayores, la unión entre ellos se hará empleando pozos de caída libre escalonada, con variaciones de 50 en 50 cm hasta llegar a 2.00 m.

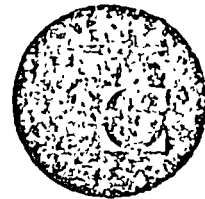
#### 4.2.5 Pozos y caja de unión

Estas estructuras se emplean para hacer la unión de cambio de dirección horizontal entre subcolectores y colectores con diámetros iguales o mayores de 76 cm. Les constituye en términos generales, el conjunto de una caja y una chimenea de tabique idéntica a la de los pozos de visita, con brocal y tapa que pueden ser de fierro fundido o concreto.





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de Ingeniería, unam

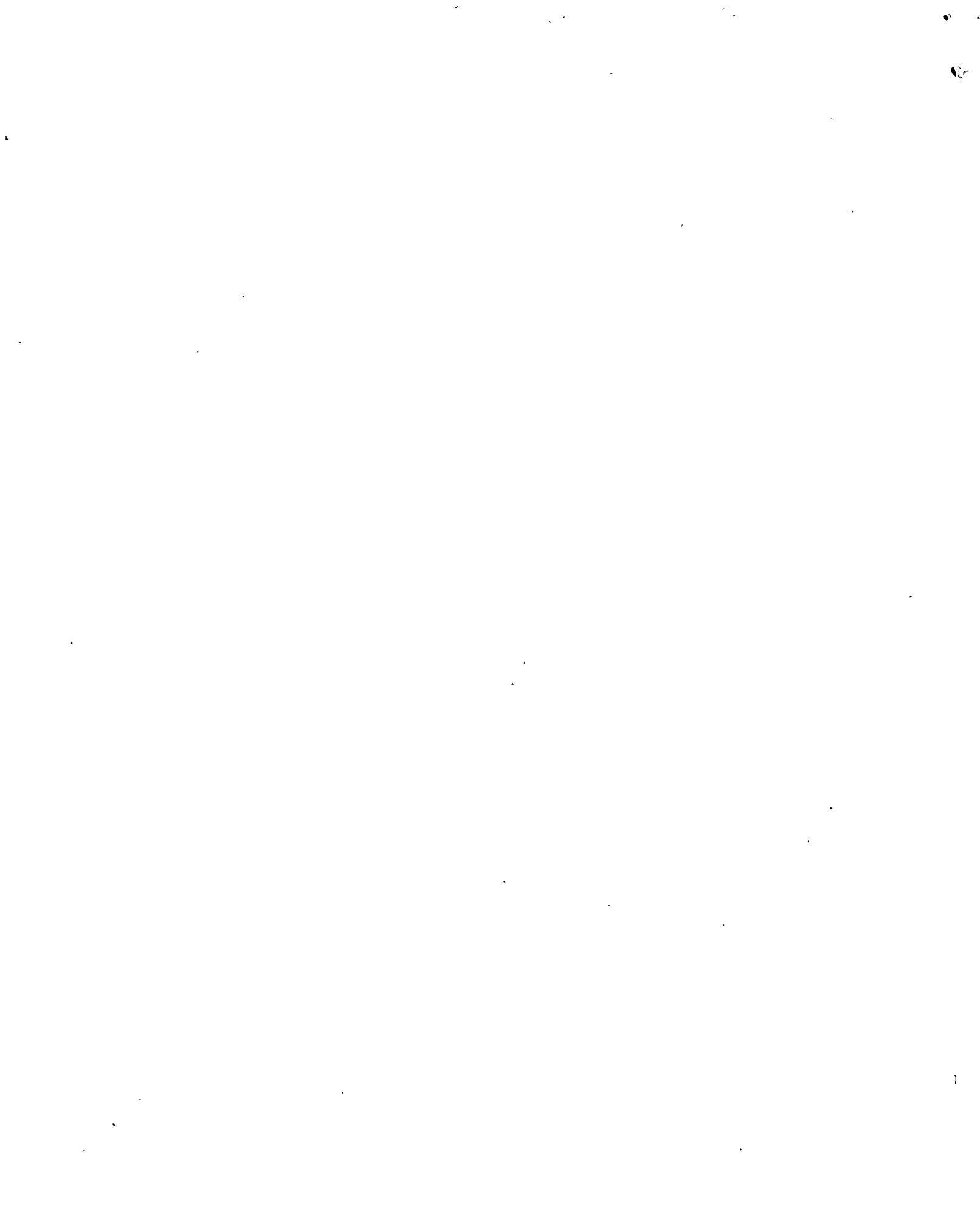


CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

MATERIALES PARA LAS CONDUCCIONES DE AGUA

Ing. Francisco Garza Maldonado

Julio de 1977



## T E M A V I I I .

### MATERIALES PARA LAS CONDUCCIONES DE AGUA.

- 8.1 Condiciones Generales.
- 8.2 Canales Abiertos.
- 8.3 Conductos de Mampostería.
  - 8.3.1 De Piedra.
  - 8.3.2 De Tabique.
- 8.4 Tuberías.
  - 8.4.1 Tubos de Barro.
  - 8.4.2 Tubos de Concreto Simple y Armado.
  - 8.4.3 Tubos de Fierro Fundido.
  - 8.4.4 Conductos de Lámina (Acero Galvanizado).
  - 8.4.5 Conductos de Concreto Colados en Sitio.
  - 8.4.6 Tubos de Plástico.
- 8.5 Pruebas de Calidad y Muestreos.
  - 8.5.1 Pruebas de Carga.
  - 8.5.2 Pruebas de Impermeabilidad.
  - 8.5.3 Pruebas varias.

ING. FRANCISCO GARZA MALDONADO.

## T E M A - VIII.

### "MATERIALES PARA LAS CONDUCCIONES DE AGUA"

#### 8.1 Condiciones Generales.

Las conducciones de agua se pueden dividir en términos generales en conducciones por gravedad y a presión.

Las conducciones por gravedad se pueden hacer en canales abiertos o en tubos trabajando como canal, es decir, en tubos que trabajen parcialmente llenos o llenos, pero no sujetos a presión; mientras que las conducciones a presión forzosamente se tienen que hacer en tuberías diseñadas especialmente para este trabajo.

#### 8.2 Canales Abiertos.

Los canales abiertos tienen muchas ventajas desde el punto de vista económico, sin embargo, tienen algunas desventajas como las pérdidas por infiltración, facilidad de contaminación en el caso de agua potable, mal aspecto y malos olores en el caso de aguas negras, etc.

Los canales normalmente se construyen de tierra, de mampostería de piedra o de concreto.

Las velocidades de diseño deben seleccionarse muy cuidadosamente de acuerdo con el tipo del material en que se construyan, de manera que no ocasionen ni erosión ni depósito de azolves en los mismos. (Tabla No. 1).

Tabla # 1.

Tabla de velocidades medias que no provocan erosión ni depósito de azolve en canales de riego.

Material	Velocidad media m/seg.
Arena muy fina de carácter movedizo	0.20 a 0.30
Arena muy fina suelta.	0.30 a 0.45
Arena gruesa o suelo arenoso fino.	0.45 a 0.60
Suelo arenoso medio.	0.60 a 0.75
Suelo arcilloso arenoso.	0.75 a 0.80
Suelo arcilloso medio, suelos aluviales y de cenizas volcánicas.	0.80 a 0.90
Magras arcillosas.	0.90 a 1.10
Suelos arcillosos duros, suelos gravosos comunes.	1.20 a 1.50
Grava gruesa, guijarros, cascajo.	1.50 a 1.80
Conglomerado, grava cementada, pizarra suave, tepetate, roca sedimentada suave.	1.80 a 2.40
Roca dura.	3.00 a 4.50
Concreto.	4.50 a 6.00

En concreto se han llegado a obtener velocidades tan grandes como 30 m/seg. en los canales de descarga de vertedores.

La resistencia de la superficie de concreto contra la erosión o desgaste es mayor cuando la superficie es lisa y comparativamente rica en cemento.

En la tabla No. 2, se dan los valores para los distintos coeficientes de rugosidad de los materiales más comunmente usados en canales.

Tabla # 2.

Valores de "n" en las fórmulas de Kutter y Manning.

MATERIALES	(n).
Lechada de cemento.	0.010
Mortero de cemento.	0.011
Concreto, revestimiento y acueductos.	0.013
Concreto, sifones, túneles y rápidas.	0.015
Madera bien cepillada.	0.011 a 0.013
Madera cepillada.	0.013 a 0.015
Madera sin cepillar.	0.016 a 0.020
Acueductos de lámina.	0.013 a 0.016
Acueductos de lámina corrugada.	0.022
Mampostería de ladrillo.	0.013 a 0.015
Mampostería.	0.017
Tierra.	0.0225
Tierra, excavación con draga.	0.0275
Roca, paredes lisas.	0.033
Roca, paredes irregulares.	0.040

NOTA: En los renglones en que existen dos valores, significa que el valor más bajo se aplicará para las mejores condiciones, y el valor más alto para las condiciones peores, debiéndose emplear para condiciones medias valores intermedios entre los extremos.



### 3.3 Conductos de Mampostería.

Antes de que el uso de la tubería de concreto se generalizara, los conductos de mampostería de tabique se usaron para alcantarillados de grandes diámetros. Muchos colectores viejos de mampostería de tabique se encuentran actualmente en servicio pero otros han fallado por desintegración del mortero de las juntas. En la actualidad ya no se usa este tipo de conductos por su alto costo en mano de obra. Sin embargo, el tabique se sigue usando para la construcción de pozos de visita, chimeneas para las cajas de concreto de los grandes colectores y en otras obras donde se requiere gran resistencia y baja absorción de agua.

La especificación ASTM-C-32, fija las características que deben cumplir los conductos de mampostería de tabique.

Las mismas especificaciones de construcción para conductos de mampostería de tabique pueden usarse para conductos fabricados de piedra.

### 3.4 Tuberías.

Los materiales para la construcción de alcantarillados deben reunir las siguientes características:

- 1.- Características de flujo. Bajo coeficiente de fricción.
- 2.- Durabilidad.
- 3.- Resistencia a la erosión.
- 4.- Resistencia a ácidos, alcalis, gases, solventes, etc.
- 5.- De fácil manejo e instalación.
- 6.- Resistencia estructural.
- 7.- Tipo de junta con algo que sea impermeable y de fácil ensamble.

- 8.- Disponibilidad de piezas especiales.
- 9.- Disponibilidad en los diámetros requeridos.
- 10.- Bajo costo.

No sólo un material puede cumplir todas las condiciones anotadas para tubería de drenaje, se pueden seleccionar distintos materiales para aplicaciones específicas en un mismo proyecto. El costo de la tubería usualmente no pinta para pequeños alcantarillados, la tubería viene a representar una pequeña parte del costo total de la obra.

Debido a la capacidad de corrosión de las aguas negras, la resistencia a la corrosión suele ser factor de primordial importancia. Como las atarjeas suelen estar enterradas y sometidas a cargas externas muy fuertes, también es necesario tomar en consideración la resistencia estructural. En los lugares expuestos a la intemperie, las alternativas de hielo y deshielo, con el cambio de las estaciones, pueden determinar alteraciones internas y cambios en las cargas externas. Las aguas negras pueden ser erosionantes, al par que corrosivas. Si escurren a gran velocidad y llevan arena, la constante abrasión puede erosionar hasta el material más duro.

Una vez elegidos los materiales y establecidas las especificaciones de los mismos por escrito, el ingeniero tiene la obligación de cuidar que los materiales satisfagan dichas especificaciones. La prueba de los materiales entregados a la obra, es de gran importancia del ingeniero. Normalmente deben seguirse para las especificaciones y pruebas, las especificaciones típicas de la Sociedad Americana para Pruebas de Materiales, pero ocurre a veces que el ingeniero tiene que elegir materiales nuevos, para los que tiene que establecer sus propias especificaciones.

Arcilla.- La arcilla vitrificada o barro vitrificado, se usa mucho cuando se trata de conductos de 90 a 105 cm. de diámetro o menores, así como para fabricar ladrillos o bloques, para construir con ellos, exclusivamente, los conductos o para revestir conductos de concreto u otras estructuras. El barro vitrificado satisface la mayor parte de los requisitos de un material ideal, bajo todas las condiciones, salvo en lo que se refiere a la resistencia estructural, el peso, la disponibilidad y el costo, que dependen de las condiciones locales. Siglos de experiencia han mostrado su duración, al parecer indefinida, su resistencia a la corrosión y a la erosión, la facilidad con que se encuentra y sus resultados generalmente satisfactorios.

El tamaño máximo de los conductos de barro vitrificado, está limitado, en parte, por las dificultades de construir y vitrificar grandes tubos y, en parte, por el peso, que los hace difíciles de transportar y de manejar. Una ventaja de los conductos de barro vitrificado, es su superficie lisa e impermeable, que ofrece muy buenas propiedades hidráulicas, afectadas en cierto grado por la rugosidad o aspereza de las juntas de macho y hembra que se emplean. Un inconveniente del barro vitrificado es el quebradizo que es, característica que puede determinar trastornos durante su manejo y transporte a la obra.

Los tubos de barro cocido, no vitrificado, se construyen con los bordes lisos y se colocan con las juntas abiertas, cuando se desea que haya infiltración o no hay necesidad de tenerla en cuenta. Este material carece de la resistencia estructural del barro vitrificado tipo y sólo debe usarse para el drenaje del agua superficial o del agua subterránea y cuando la tubería se sitúa a poca profundidad, bajo la superficie de un terreno sobre el cual hay poco riesgo de que graviten grandes cargas.

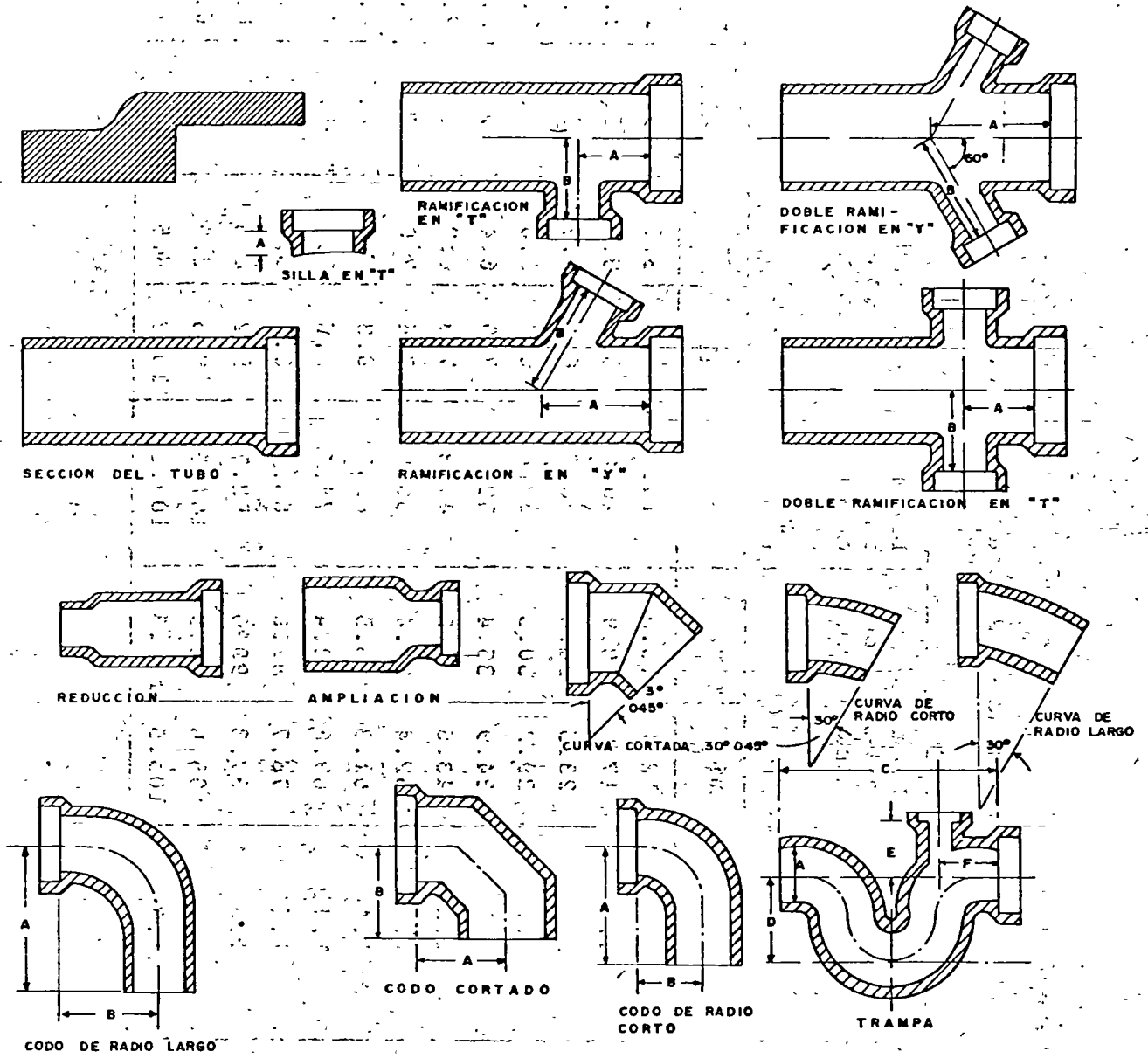
#### 8.4.1 Fabricación de tubos y piezas especiales de barro vitrificado.

La arcilla para la fabricación de tubos se extrae del subsuelo o de bancos superficiales. Después se lleva a un molino para su trituración, ya sea directamente o después de un período de intemperización, y se pasa más tarde a través de un tamiz de 4 a 6 mallas por cm. La arcilla molida se amasa con agua en un molino parecido al usado para la trituración en seco, para formar una masa suficientemente consistente para poder sufrir la presión sin escurrir ni resquebrajarse. Una vez que se ha llenado el cilindro de lodo de la prensa o molde, se comprime la arcilla en el espacio anular alrededor del mandril para formar el manguito del tubo. Entonces se baja el soporte, llamado el elevador, por debajo del cilindro de la prensa y se extrae la arcilla a través del espacio anular entre el mandril y la matriz para formar las paredes del tubo.

Cuando se ha extraído la longitud deseada de tubo se detiene la prensa, se corta el tubo y se hacen tres o cuatro estrías, separadas una pulgada una de otra aproximadamente, cerca del extremo del reborde hacia arriba y se lleva al local de secado donde puede permanecer de unos días a dos semanas. El cocido se hace elevando la temperatura en cinco o más fases, a unos 1,100 a 1,200°C., durante un período de unos 10 días. La última fase comprende la aplicación de cloruro de calcio en el horno para formar el vidrio en la superficie, mediante la combinación química del sodio con la sílice fundida. El resultado es una superficie lisa, dura e impenetrable. Un vitrificado imperfecto puede determinar la formación de una red de grietas finas sobre la superficie, llamada agrietamiento. Se está usando un vitrificado de cerámica llamado algunas veces revestimiento de cristal. Las ventajas que se le atribuyen son uniformidad en la superficie, impermeabilidad, resistencia a la corrosión y resistencia estructural. Se dice que resulta algo más caro que el barro vitrificado ordinario.

Las piezas especiales como codos, tubos en T y en Y, mostrados en la figura 1, pueden hacerse a mano o con moldes. Algunos codos o tubos curvos, pueden hacerse curvando el tubo hasta darle el radio requerido, a medida que va saliendo de la prensa. Para fabricar tubos en T o en Y, se corta un agujero del tamaño y forma de la ramificación externa, en el cañón de un tubo recién prensado, pero todavía no cocido. Después se corta el tubo para la ramificación con la forma del agujero hecho en el tubo principal y se unen ambos; se comprime un trozo de arcilla, a mano, alrededor de la junta, por la parte exterior de los tubos. Otras piezas especiales, como sifones, curvas y reducciones, pueden colocarse en moldes de yeso de París, dejándolos en ellos uno o dos días, antes de llevarlos al horno.

Dimensiones de los tubos de barro vitrificado.- Diversas autoridades han preparado especificaciones para tubos de barro vitrificado para atarjeas. Se usan mucho las especificaciones o normas C-13-54, de la Sociedad Americana para Prueba de Materiales. Las dimensiones consignadas en la Tabla 3, están tomadas de dichas normas. También puede disponerse de tubos cuyas dimensiones no coinciden con ellas. Las longitudes menores que las previstas en las normas, tienen la ventaja de un menor peso por pieza de tubo y mayor facilidad para colocarlas en las curvas. Los tubos de mayor longitud, necesitan menor número de juntas y por lo tanto, dan origen a menos infiltración. Se fabrican tubos más grandes, pesados y más fuertes, hasta de una longitud de 2.4 m. En México se fabrican solamente en diámetros de 10, 15, 20 y 30 cm. y longitudes de 60 y 75 cm. Algunas de las piezas especiales más usadas, están representadas en la Fig. 1.



PIEZAS ESPECIALES DE BARRO VITRIFICADO

Tabla # 3.

DIMENSIONES DE TUBO DE BARRO DE RESISTENCIA TIPO, PARA ATARJEAS.

(Sociedad Americana de Prueba de Materiales, C-13-54).

Diámetro nominal cm.	Longitud colocados cm.	Diferencia mínima de longitud de dos lados opuestos. cm.	Diámetro exterior del tubo. cm.		Diámetro interior del manguito a cm. de la base.	Longitud del manguito cm.		Espesor de la pared cm.		Espesor del manguito a 1.2 cm. del extremo exterior.	
			mín.	máx.	mín.	Nominal.	mín.	Nominal.	mín.	Nominal.	mín.
10.2	61	0.8	12.4	13.0	14.6	4.4	3.8	1.3	1.1	1.1	0.9
15.2	61	0.9	17.9	18.9	20.8	5.7	5.1	1.6	1.4	1.3	1.1
20.3	61	1.1	23.5	24.8	26.7	6.4	5.7	1.9	1.7	1.7	1.3
25.4	61	1.1	29.2	30.5	32.4	6.7	6.0	2.2	2.1	1.6	1.4
30.5	61	1.1	34.9	36.4	38.4	7.0	6.4	2.5	2.4	1.9	1.7
38.1	76	1.3	43.6	45.2	47.3	7.3	6.7	3.2	2.8	2.4	2.2
45.7	76	1.3	52.4	54.4	56.5	7.6	7.0	3.8	3.5	2.8	2.7
53.3	76	1.4	61.3	63.5	65.7	8.3	7.6	4.4	4.1	3.3	3.0
61.0	76	1.4	69.8	72.4	74.6	8.6	7.9	5.1	4.8	3.8	3.5
68.6	76	1.4	78.7	81.6	83.8	8.9	8.3	5.7	5.4	4.2	3.9
76.2	76	1.6	87.3	90.6	92.7	9.2	8.6	6.4	6.0	4.8	4.4
83.8	76	1.6	95.6	98.9	101.3	9.5	8.9	6.7	6.4	5.1	4.6
91.4	76	1.7	103.5	107.3	109.8	10.2	9.5	7.0	7.8	5.2	4.8

#### 8.4.2 Tubos de Concreto Simple y Armado.

En México se fabrican tuberías de concreto simple desde 10 hasta 60 cm. de diámetro, en pared normal y de 20 a 60 cm. de diámetro en pared extra gruesa. La tubería de concreto reforzado se fabrica en diámetros que van desde 30 hasta 305 cm. La tubería de concreto se fabrica por distintos métodos, incluyendo centrifugado, colado vertical u horizontal, vibrado y combinaciones de distintos métodos de colado. El proceso de manufactura depende de las instalaciones, el diámetro de la tubería y de las especificaciones que se usen.

La tubería de concreto reforzado y presforzado para presión se usa para conductos trabajando a presión, descargas sub-acuáticas, sifones invertidos y otras aplicaciones donde hay presión interna y en alcantarillados que aunque estén trabajando por gravedad las condiciones de impermeabilidad sean excepcionalmente importantes.

La tubería, ya sea para trabajarse por gravedad o para presión, puede ser fabricada para distintas resistencias variando el espesor de pared, la calidad del concreto o el porcentaje y calibre del acero de refuerzo o de los elementos de presfuerzo. Las piezas especiales de concreto tales como yees, tees y registros pasa-hombre, son de fabricación común. El método de acoplamiento depende de la impermeabilidad requerida y de la presión de operación.

Las ventajas de la tubería de concreto son la relativa facilidad con que se pueden fabricar para las distintas resistencias que se requieran y la gran variedad de diámetros y longitudes disponibles, que pueden variar de 1.2 a 7.4 m. (4 a 24 pies) dependiendo del tipo de tubería y del fabricante.



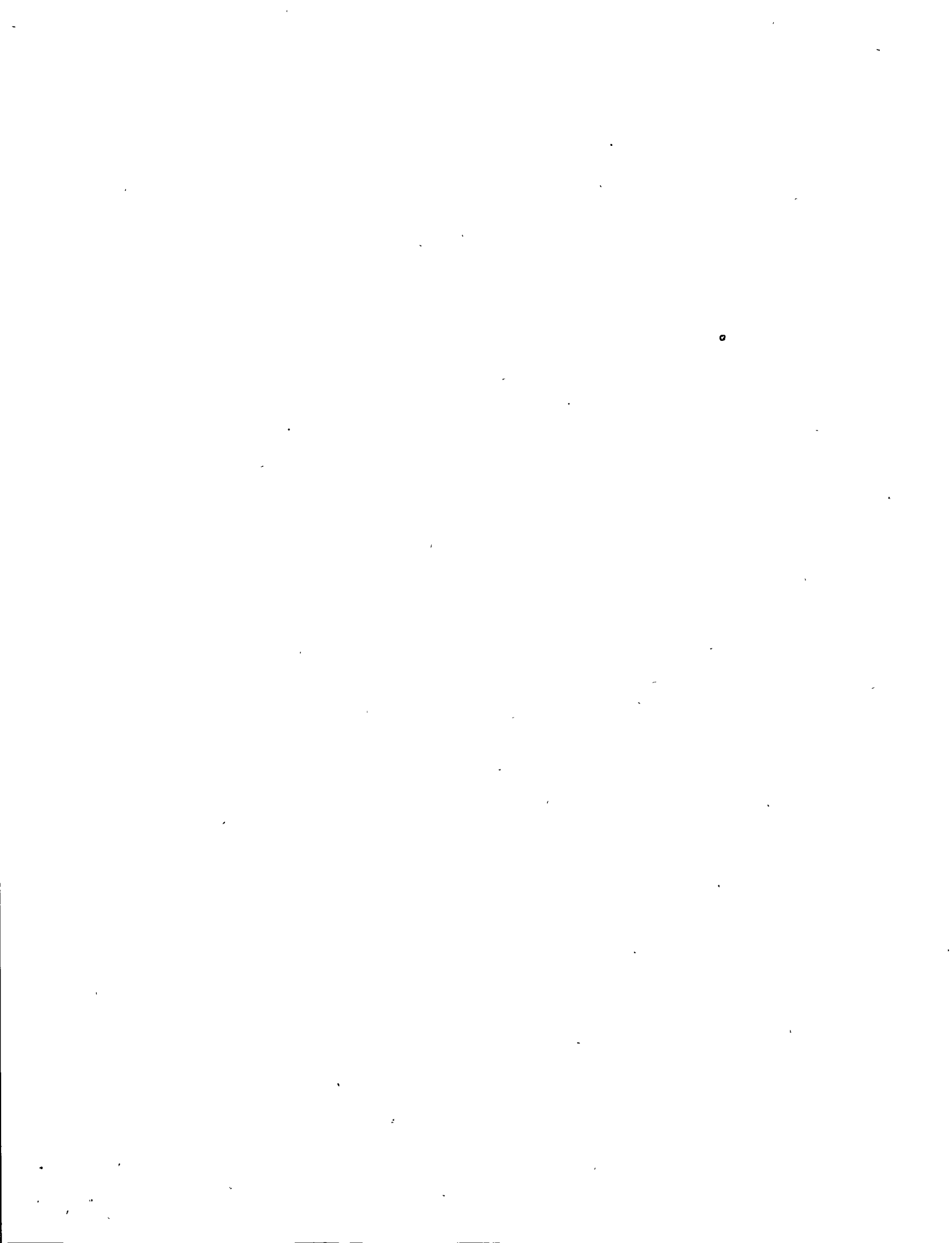
Una desventaja es que los ácidos o el sulfuro de hidrógeno lo corroen. Cuando se espera que ocurra una excesiva corrosión, es posible protegerlo con un recubrimiento, generalmente de tipo bituminoso. Sólo un concreto muy denso y de muy alta calidad puede usarse en conductos de aguas negras.

La tubería de concreto se especifica por el diámetro, la resistencia, el método de unión y algún recubrimiento especial o método de fabricación cuando sea importante. Las tuberías de concreto se fabrican bajo las Normas C-9-1967 para tubos de concreto simple y C-20-1967 para tubos de concreto reforzado tipos I, II, III y IV.

#### 8.4.3 Tubos de Fierro Fundido.

En México actualmente no se está fabricando tubería de fierro fundido, sin embargo, en los E. U. se fabrica en diámetros de 5 a 122 cm. (2 a 48") y se usa para casos específicos de alcantarillados, líneas de aguas negras trabajando a presión, sifones invertidos y emisores submarinos, para plantas de tratamiento de aguas negras y para alcantarillados por gravedad donde se requiere una junta muy impermeable. Las ventajas de la tubería de fierro fundido incluyen su larga duración, juntas impermeables, su resistencia a presión interna y cargas externas y su resistencia a la corrosión en la mayoría de los terrenos naturales.

Sus desventajas consisten en que puede ser atacada por ácidos o aguas negras muy sépticas y por algunos suelos corrosivos. Normalmente se especifica un recubrimiento bituminoso en el interior de la tubería.



#### 8.4.4 Conductos de lámina (acero galvanizado).

##### Detalles de Fabricación.

##### Tubos Corrugados Remachados de Metal.

Prácticas de Taller: las planchas corrugadas de metal (corrugación corriente de 67.6 mm. de paso y 12.7 de profundidad), de un ancho de 64.8 cm. y largos variables, son curvadas y remachadas a lo largo de su junta longitudinal para formar un tubo. Cada tramo adicional es traslapado sobre el anterior y remachado circular y longitudinalmente, aumentando así el largo del tubo en incrementos de 61 cm. El diámetro nominal es el que se mide interiormente de cresta a cresta de las ondulaciones.

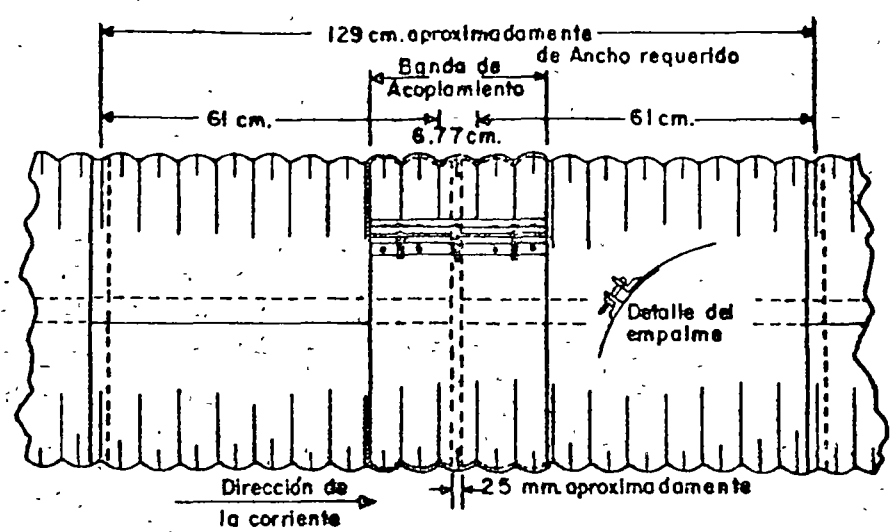
Para detalles, incluyendo el borde de 19 mm. en cada extremo, véase Fig. 2. En la Tabla 4 se dan las dimensiones de la plancha, los anchos del traslape longitudinal y los pesos de los tubos.

Remachés y Remachado: los remaches son de 7.9 mm. de diámetro para las planchas de calibres 16 y 14; y de 9.5 mm. para las de calibres 12 - 10 y 8; los largos varían de acuerdo al calibre y número de planchas en la junta; los remaches se colocan en frío con su centro a una distancia no menor de 2 veces su diámetro del borde de la plancha. Las costuras longitudinales de los tubos de 107 cm. de diámetro y mayores tienen 2 hileras de remaches; en las circunferenciales, los remaches están a 15 cm. como máximo uno de otro.

Juntas en El Campo con Bandas de Acoplamiento: los tramos pueden unirse de varias maneras en el campo; el método depende del tipo de instalación y del grado de hermeticidad que se desea.

1.- Bandas de Acoplamiento.- A menos que se especifique de otro modo, las juntas en el campo se hacen por medio de bandas exteriores de acoplamiento, generalmente de un espesor menor que el del tubo, a excepción del calibre 16. Las bandas son de 3 - 5 6 9 ondulaciones de ancho y llevan remachados cerca de sus extremos ángulos galvanizados; la junta se aprieta fuertemente por medio de pernos que pasan por los ángulos, Fig. 2.

FIGURA 2



Vista lateral de un tubo remachado y su banda de acoplamiento; para condiciones más severas de servicio se aconseja una banda hermética.

FIGURA 3

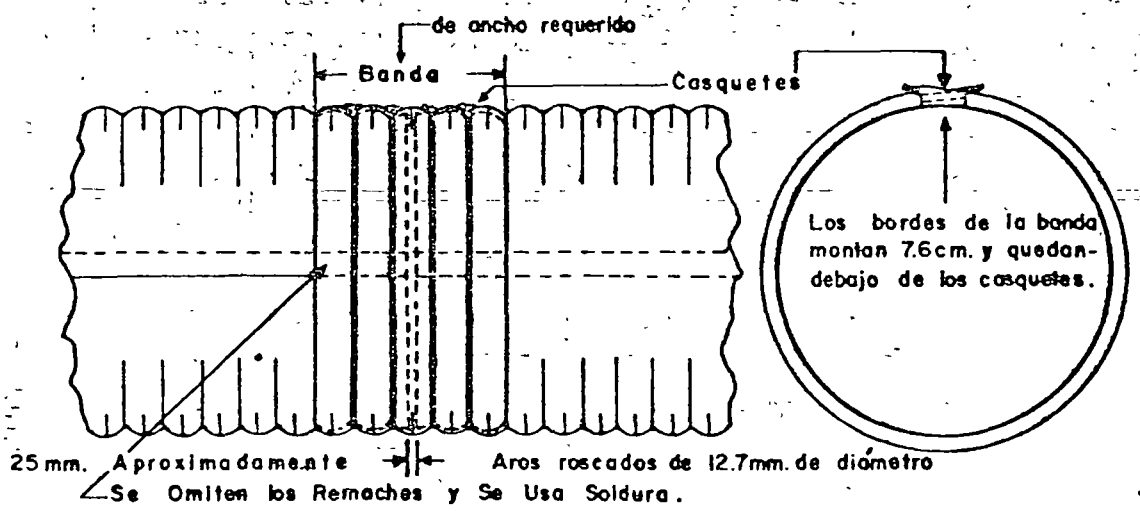


Tabla # 4.

DIMENSIONES Y PESOS DE TUBOS CORRUGADOS GALVANIZADOS.  
(Especificaciones de AREA - 1953)

Diámetro	Largo de la Plancha	Ancho Mínimo del Traslape	Pesos en Kilogramos por Metro, Basados en Tramos de 6.1 Metros de Largo				
			Calibres de Las Planchas Galvanizadas				
En Centímetros			16	14	12	10	8
20	72.39	3.81	10.86	-----	-----	-----	-----
25	88.90	3.81	13.39	-----	-----	-----	-----
30	104.14	3.81	15.62	19.49	-----	-----	-----
38	128.27	3.81	19.20	23.96	-----	-----	-----
46	152.40	3.81	22.77	28.42	39.28	-----	-----
53	176.53	3.81	26.34	32.88	45.53	-----	-----
61	203.20	5.08	30.36	37.50	51.63	65.77	-----
76	248.92	5.08	-----	45.98	63.98	81.54	-----
91	297.18	5.08	-----	55.20	75.89	97.32	118.15
107*	347.98	7.62	-----	64.88	88.54	114.28	138.68
122*	396.24	7.62	-----	-----	101.18	130.05	157.88
137	1-203.20 1-248.92	7.62	-----	-----	115.77	147.91	179.60
152	2-248.92	7.62	-----	-----	-----	161.60	198.65
168	1-248.92 1-297.18	7.62	-----	-----	-----	179.45	217.84
183	2-297.18	7.62	-----	-----	-----	194.04	237.04
198	1-297.98 1-347.98	7.62	-----	-----	-----	211.89	257.13
213	2-347.98	7.62	-----	-----	-----	-----	275.58

\* Se pueden usar 2 planchas, con tal que tengan el largo adicional para hacer el traslape en las juntas longitudinales.

Tabla # 5.

DETALLES DE TUBOS CORRUGADOS DE METAL.

Calibre, Diámetro, Peso y Area.

Calibre	Diámetro en Centímetros	Galvanizado.	Recubierto de Asbesto y Asfaltado	Recubierto de Asbesto, Asfaltado y Pavimentado en el Fondo	Galvanizado, Asfaltado y Pavimentado en el Fondo	Galvanizado y Asfaltado	Area en Metros <sup>2</sup>
16	20	10.42	14.88	16.37	16.37	13.39	0.033
	25	13.39	17.86	20.83	19.34	16.37	0.051
	30	14.88	20.83	25.30	23.81	19.34	0.073
	38	19.34	25.30	29.76	28.27	23.81	0.114
	46	22.32	29.76	35.71	34.22	28.27	0.164
	53	26.78	34.22	41.66	40.18	32.74	0.224
	61	29.76	40.18	47.62	46.13	37.20	0.292
14	20	13.39	16.37	19.34	17.86	16.37	0.033
	25	16.37	20.83	23.81	22.32	19.34	0.051
	30	19.34	23.81	28.27	26.78	22.32	0.073
	38	23.81	29.76	34.22	32.74	28.27	0.114
	46	28.27	35.71	41.66	40.18	34.22	0.164
	53	32.74	40.18	47.62	46.13	38.69	0.224
	61	37.20	46.13	55.06	53.57	44.64	0.292
	76	46.13	56.54	66.96	63.98	55.06	0.456
	91	55.06	68.45	80.35	77.38	65.47	0.657
	107	65.47	80.35	93.74	90.77	77.38	0.894
122	74.40	90.77	107.14	102.67	87.79	1.171	
12	20	17.86	22.32	23.81	23.81	20.83	0.033
	25	22.32	26.78	29.76	29.76	26.78	0.051
	30	26.78	31.25	35.71	34.22	29.76	0.073
	38	32.74	38.69	43.15	43.15	37.20	0.114
	46	38.69	46.13	52.08	50.59	44.64	0.164
	53	46.13	53.57	59.52	58.03	52.08	0.224
	61	52.08	61.01	69.94	66.96	59.92	0.292
	76	63.98	74.40	84.82	81.84	72.91	0.456
	91	75.89	89.28	101.18	98.21	86.30	0.657
	107	89.28	105.65	119.04	116.06	102.67	0.894
	122	101.18	119.04	135.41	130.94	116.06	1.171
	137	116.06	136.90	154.75	150.29	132.43	1.477
	152	127.97	150.29	169.63	165.17	145.82	1.821
	168	141.36	165.17	187.49	181.54	159.22	2.211

Tabla # 5 (Continúa)

DETALLES DE TUBOS CORRUGADOS DE METAL.

Calibre, Diámetro, Peso y Area.

Calibre	Diámetro en Centímetros	Galvanizado.	Recubierto de Asbesto y Asfaltado	Recubierto de Asbesto, Asfaltado y Pavimentado en el Fondo	Galvanizado, Asfaltado y Pavimentado en el Fondo	Galvanizado y Asfaltado	Area en Metros <sup>2</sup>
				Kilogramos por Metro			
10	46	49.10	56.54	62.50	61.01	55.06	0.164
	53	58.03	65.47	72.91	71.42	63.98	0.224
	61	65.47	75.89	83.33	81.84	74.40	0.292
	76	81.84	92.26	102.67	99.70	90.77	0.456
	91	96.72	110.11	122.02	119.04	107.14	0.657
	107	114.58	129.46	142.85	139.87	126.48	0.894
	122	129.46	147.31	163.68	159.22	144.34	1.171
	137	148.80	168.14	186.00	181.54	163.68	1.477
	152	163.68	184.51	205.34	200.88	180.05	1.821
	168	180.05	203.86	224.69	220.22	197.90	2.211
	183	193.44	221.71	245.52	239.57	215.76	2.629
8	61	80.35	89.28	98.21	96.72	87.79	0.292
	76	98.21	110.11	119.04	116.06	107.14	0.456
	91	117.55	130.94	142.85	139.87	127.97	0.657
	107	138.38	154.75	168.14	163.68	150.29	0.894
	122	157.73	175.58	190.46	187.49	171.12	1.171
	137	180.05	199.39	217.25	214.27	196.42	1.477
	152	199.39	220.22	239.57	235.10	215.76	1.821
	168	217.25	242.54	263.38	258.91	236.59	2.211
	183	236.59	263.38	287.18	281.23	257.42	2.629
	213	276.77	308.02	334.80	328.85	302.06	3.577
	244	315.46	351.17	380.93	373.49	343.73	4.673

Nota: Los pesos indicados son promedios y no deben usarse para especificaciones.



2.- Banda de Acoplamiento de 2 piezas.- Cuando la banda de acoplamiento tenga que apretarse en condiciones difíciles, como bajo de agua, se suministra en 2 piezas; una de ellas se emper. generalmente en el extremo inferior del tubo, en vez de hacerlo en las partes superior e inferior del mismo.

3.- Banda Especial de Acoplamiento de 2 Piezas.- En cloacas especiales, o en condiciones difíciles, la mitad inferior de la banda puede remacharse en fábrica al tubo. La parte superior puede quedar suelta o remachada en fábrica al tramo adyacente.

4.- Banda Hermética de Acoplamiento.- Este tipo de unión se utiliza en cloacas elevadas, alcantarillas para diques y otros casos especiales. Consiste en un collar corrugado que se aprieta fuertemente por medio de aros roscados y casquetes especiales. Para que las bandas se ajusten bien a las corrugaciones del tubo, se substituyen los remaches de los extremos por soldadura. (Fig.3).

A veces se emplean otras clases de bandas para obtener hermeticidad.

5 y 6.- Banda Interna de Acoplamiento de Expansión Interna y Banda Externa de Acoplamiento de Contracción Interna.-- Se usan bandas internas o externas especiales cuando los tramos se introducen en conductos próximos a fallar o cuando no hay espacio suficiente para maniobrar alrededor del tubo.

7.- Juntas Remachadas o Empernadas en La Obra.- Cuando se introducen tubos a través de terraplenes por medio de gatos o en algunas alcantarillas próximas a fallar, se perforan los tramos en fábrica para remacharlos o empernarlos en la obra.

Secciones Terminales.- Los extremos de las alcantarillas corrugadas deben protegerse cuando quedan expuestos al impacto de los

vehículos o a los equipos de conservación. Las secciones terminales prefabricadas para tubos hasta de 122 cm. de diámetro suministran dicha protección y presentan un aspecto más estético.

#### 8.4.5 Conductos de Concreto Colados en Sitio.

Las secciones de concreto colado en sitio, solamente se usan cuando no se consigue la tubería de concreto prefabricada o cuando por condiciones especiales ésta no se puede usar. Las secciones coladas en sitio siempre requieren acero de refuerzo y pueden ser prácticamente de cualquier forma, sin embargo, los fondos anchos y planos deben evitarse proveyendo una sección de estiaje en forma de V para mejorar las características del flujo. Todas las secciones serán lisas, impermeables y sin irregularidades.

Las especificaciones para concreto colado en sitio generalmente fijan su resistencia a los 28 días, un recubrimiento mínimo de 5 a 8 cm. (2-6-3") y un revenimiento de acuerdo con la trabajabilidad deseada, fija procedimientos para evitar separación y el requisito de que el concreto sea vibrado en el lugar con un vibrador mecánico aprobado para obtener un concreto homogéneo y libre de vacíos. Un cemento o aditivo inductor de aire puede usarse para asegurar una mayor densidad para el concreto, así como una mayor fluidez al trabajarlo en campo. En túneles muy largos o en cortes abiertos con espacio limitado, el concreto se manejará mediante bombas.

Los métodos de prevención de corrosión para secciones de concreto colado en obra, son los mismos que para tuberías fabricadas en planta.

#### 8.4.6 Tubos de Plástico.

Las tuberías de plástico que se fabrican actualmente en México no alcanzan diámetros importantes para pensar en su uso en alcantarillados, pero si han sido muy usadas para instalaciones de plomería.

Las más comunes son las tuberías de polietileno de alta densidad, muy usadas para tomas domiciliarias, sistemas de riego, etc. y las de PVC, que se fabrican en dos tipos: uno para agua a presión y otro para drenajes. Ambos tipos pueden ser de unión para cementar o de unión Anger (con anillo de hule).

Estas tuberías normalmente se fabrican en diámetros de 10 a 150 mm. (3/8" a 6").

Actualmente se está fabricando otra tubería de polietileno, llamada EXTRUPAC, cuyas uniones se hacen a base de termo-fusión. Se usa para conducción de agua o gas y se fabrica hasta en diámetros de 20 cm. (8").

Todas las tuberías de plástico son muy ligeras, comparadas con otros tipos de tubería, en general tienen muy buena resistencia química, no resisten que se les use para agua caliente y su dilatación térmica lineal es del orden de 10 veces mayor que el acero.

En general puede decirse que este tipo de tuberías tiene mucho futuro y que su uso se está difundiendo muy rápidamente en nuestro país.

- 22 -

8.5 Pruebas de Calidad y Muestreos, de acuerdo con las Especificaciones-Generales y Técnicas de Construcción de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

"La prueba de las tuberías para alcantarillados se llevará a cabo en el lugar que de común acuerdo estipulen el Contratista o vendedor y la Secretaría. Para el muestreo se procederá en la forma siguiente:

- a) Lotes de prueba. Para la determinación de las pruebas especificadas se harán lotes de hasta mil piezas de un mismo diámetro.
- b) De cada lote se escogerá un 3% de los tubos, de los cuales se designarán 1% de los tubos para la Secretaría, 1% para el Contratista o vendedor y 1% para una tercería; debiéndose marcar los tubos para su identificación.

Se seguirá el procedimiento de operación y rechazo de lotes que se señala a continuación:

- a) Se comprobará que los tubos designados por la Secretaría cumplan con las Especificaciones de acabado (18-1.01.4 a 18-1.01.7) para tubos de concreto sin reforzar o con las Especificaciones 18-1.01.14 a 18-1.01.17 para tubos de concreto reforzados, debiendo ser rechazados y substituidos los que no cumplan con los requisitos señalados en dichas Especificaciones.
- b) Los tubos designados por la Secretaría deberán de sujetarse a las medidas de las Tablas I y IV, según corresponda, dentro de las tolerancias indicadas en estas especificaciones, tomando para ello en cada tubo la media de varias medidas que se obtendrán con aproximación al milímetro.

- c) A continuación, la mitad de los tubos designados para la Secretaría será sometida a la prueba de aplastamiento, bien sea por el método de apoyo en tres aristas o el de apoyos de arena, que se detallan en las Especificaciones 18-1.01.24 a 18-1.01.27, no debiendo presentar una resistencia menor que la señalada en la Tabla III ó IV, según corresponda. En tubos de concreto reforzado con diámetro mayor de 183 cm., se aceptará la base de prueba de resistencia a la compresión efectuada en cilindros de concreto hechos con el concreto empleado en la fabricación de los tubos (ASTM-C-39), o bien corazones cortados en el cuerpo del tubo con un diámetro no menor de 9.0 cm. (ASTM-C-42). Asimismo se llevará a cabo el examen de calidad, cantidad y ubicación de la colocación del fierro de refuerzo.
- d) Con los fragmentos de los tubos resultantes de la prueba al aplastamiento, se llevará a cabo la prueba de absorción que se detalla en las Especificaciones 18-1.01.29 y 18-1.01.30.
- e) En las tuberías de concreto simple, los otros tubos designados por la Secretaría se emplearán en la prueba hidrostática que se detalla en la Especificación 18-1.01.28, no debiendo presentarse fugas, tal como se estipula en la Especificación 18-1.01.8.
- f) Los lotes serán rechazados cuando más del 20% de las pruebas indicadas en las Especificaciones 18-1.01.3 (c, d y g) ó 18-1.01.13 (j, k y n), según corresponda, no cumplan los requisitos estipulados en las mismas, salvo el caso en que al hacerse la misma prueba en el lote designado para el Contratista o vendedor o en última instancia en el lote designado en tercería haya más de un 80% de las muestras que cumplan con las Especificaciones señaladas, debiéndose tomar en cuenta para el cómputo el total de piezas sujetas a esa o esas pruebas.



- g) Si algunos de los tubos no cumplen con los requisitos de resistencia a la ruptura, entonces el Contratista o fabricante tendrá derecho por una sola vez a pruebas adicionales, conforme a la Tabla siguiente:

Por ciento de la resistencia requerida	Número de tubos para la prueba
Entre 90% y 100%	Dos
Entre 80% y 90%	Tres
Entre 70% y 80%	Cuatro
Inferior a un 70% (aún cuando sea un solo tubo).	Se rechazan todos los tubos del lote.

Si la totalidad de los tubos en la reprueba llena los requisitos especificados, el lote será admitido enteramente; en caso contrario se rechazarán todos ellos, aún cuando únicamente resulte defectuoso un solo tubo. Si el comprador o la Secretaría lo juzga conveniente, pero sin ser obligatorio y únicamente para el caso en que se haya encontrado un solo tubo con resistencia inferior al 70%, podrá concederse que se ejecuten las pruebas nuevamente, tal como si no se hubieran efectuado y para el caso se designarán nuevos especímenes.

- h) En caso de un lote rechazado, el Contratista tendrá derecho de seleccionar hasta un 50% de los tubos, entre aquellos que crea que están en buenas condiciones y serán sometidos a las pruebas indicadas en estas Especificaciones, siendo rechazados totalmente si no las cumplen y sin tener derecho a una reprueba.

- i) En las pruebas realizadas con corazones cortados en el cuerpo del tubo, el número de tubos probados no será de más del 1% del pedido de tubos. En caso de inconformidad por parte del Contratista o vendedor se probará un 1% por el Contratista o vendedor y otro 1% en caso de tercería.

8.5.1 Las pruebas de resistencia al aplastamiento se determinarán por dos métodos: el de apoyo en tres aristas y el de apoyo en arena.

El método de apoyo en tres aristas consiste en colocar un tubo en dos apoyos inferiores constituidos por dos tiras de madera rectas, que estarán sujetas con firmeza a un block rígido de cuando menos 15 x 15 cm., de sección transversal. Estos apoyos tendrán sus esquinas superiores e inferiores arredondadas con un radio aproximado de 12 mm. (Figs. 2 y 3). Los lados interiores verticales de las tiras serán paralelos y estarán espaciados entre sí 2.5 cm. por cada 30.5 cm. del diámetro del tubo; pero en ningún caso será menor de 2.5 cm. Antes de que el tubo se coloque en los apoyos inferiores se colocará un filete delgado de mortero de yeso y arena, de un espesor máximo de 2.5 cm. El tubo se colocará cuando el mortero aún esté en estado plástico. El apoyo superior será block rígido de madera, cuando menos de 15 x 15 cm., de sección transversal y con la misma forma y dimensiones en toda su longitud. También se colocará una capa de mortero que no exceda de 2.5 cm. de espesor a todo lo largo del tubo, para igualar los apoyos. El block superior se colocará en contacto con el yeso cuando éste aún permanezca plástico. La carga se aplicará al block de madera a través de una viga metálica de dimensiones tales que permita la aplicación de la carga sin deformarse.

Al ejecutar la prueba, puede emplearse un motor adecuado o bien usar la fuerza a mano, siempre que se aplique la carga uniformemente. En tubos de concreto simple se aplicará a razón de 1,000



kilos por metro y por minuto aproximadamente o por incrementos no mayores de 50 Kg.; en tubos de concreto reforzado se aplicará a razón de 3,000 Kilos/m. por minuto aproximadamente.

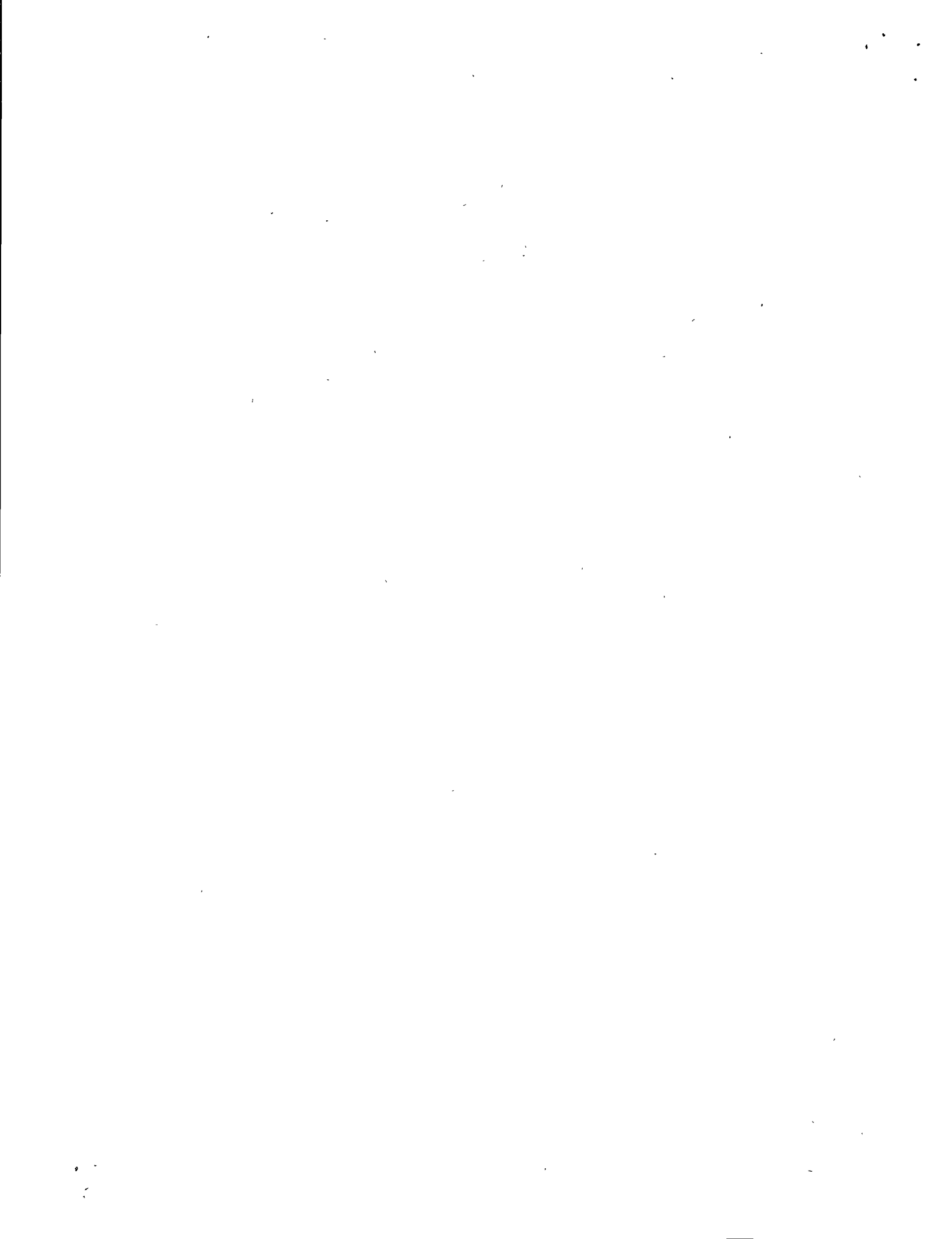
Para la aplicación de la carga de prueba se deberán de seguir estas recomendaciones:

- a) El centro de la carga se aplicará a la vigueta de apoyo en la parte superior y en un punto distante del extremo liso del tubo que sea precisamente la mitad de su longitud. La carga de prueba se deberá aplicar al block de apoyo superior en forma tal, que deje en libertad a dicho apoyo para moverse libremente en un plano vertical que pase por el centro de la distancia entre los apoyos inferiores. Al probar tubos que no sean absolutamente rectos, las líneas de apoyo escogidas se elegirán entre aquellas que parezcan llenar las condiciones más favorables para una prueba justa.
- b) No deberá permitirse que un tubo permanezca sometido a la carga más tiempo que el indispensable para aplicarla bien, observarla y anotarla.
- c) La máquina de prueba deberá ser sólida y rígida en todos sus detalles, con el fin de que la distribución de la carga no se desvirtúe en forma apreciable al deformarse o sentirse cualquiera de sus partes. Los apoyos deben ser lo suficientemente rígidos para que puedan transmitir y a su vez recibir cargas uniformes en toda su longitud sin flexionarse, estando sujetos a la máquina en tal forma que puedan transmitir y recibir las cargas máximas producidas por las pruebas, sin pérdida de movimiento, vibraciones o choques bruscos.

- d) Los apoyos, así como la muestra, deben centrarse con precisión, para estar seguro de que se logrará una distribución simétrica de la carga a uno y otro lado del centro del tubo y en todas direcciones.
- e) No dejará de aplicarse la carga, sino hasta que el tubo acuse grietas que atraviesen todo su espesor, o como máximo cuando alcance la requerida por las especificaciones.
- f) Se calculará la resistencia, dividiendo la carga total que fue necesaria para romper cada tubo, entre la longitud neta interior del mismo. Dicha medida se tomará a partir del fondo de la campana hasta la extremidad lisa, en los tubos de concreto simple.
- g) Este método de aplicación de la carga también es válido para el método de apoyo en arena que se describe en la Especificación 18-1.01.27.

En el método de apoyo en arena, las muestras serán cuidadosamente asentadas en arena, arriba y abajo, abarcando en cada una 1/4 de circunferencia del tubo, tal y como se aprecia en las figuras 4 y 5, de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

- a) Se recomienda, para obtener mejores resultados, que las extremidades de cada muestra del tubo sean marcadas exactamente en cuartos de circunferencia, antes de la prueba.
- b) La profundidad de los lechos arriba y abajo del tubo en los puntos más delgados deberá de ser igual a la mitad del radio de la línea media del cuerpo del tubo.
- c) La arena usada deberá ser limpia y tener por lo menos un 5% de humedad; se pasará por un tamiz No. 4. La del apoyo inferior estará suelta cuando se coloque el tubo.



- d) No se deberá permitir que el armazón superior de apoyo se ponga en contacto con la placa superior de apoyo. La superficie superior de la arena en este apoyo, deberá ser nivelada con un rasero y será cubierta con una placa rígida de madera dura o de otro material resistente capaz de distribuir la carga uniformemente. La superficie inferior de la placa de madera deberá ser plana. La carga de prueba será aplicada en el centro exacto de la placa de apoyo superior, de tal manera que permita libre movimiento de la placa en todas direcciones. Para este fin un apoyo esférico es preferible, o también pueden usarse dos rodillos de ángulo recto.
- e) La carga de prueba también puede aplicarse sin usar la máquina, aplicando pesos directamente en la plataforma que descansa sobre la placa de apoyo superior, teniendo cuidado sin embargo, que dichos pesos sean apilados simétricamente, con relación a una línea vertical que pase a través del centro del tubo, teniendo cuidado de que la plataforma no toque el armazón de apoyo superior.
- f) Para evitar flexión apreciable por la presión lateral de la arena, los marcos de los apoyos superior e inferior serán hechos de madera maciza. Las superficies interiores de los armazones estarán labradas. Ningún armazón llegará a estar en contacto con el tubo durante la prueba. Para evitar la salida de la arena entre el armazón y el tubo, se puede poner una tira de lona a cada lado de la parte interior del armazón superior, a lo largo de los filos inferiores.

8.5.2 En la prueba hidrostática se emplearán tubos completos y sin defectos aparentes. La prueba se realizará en la forma descrita a continuación, en todos los especímenes del lote de prueba:

- a) Los tubos serán cerrados en sus dos extremos con tapones de madera o metal cubiertos de hule, para impedir fugas a través de éstos y en las juntas. A uno de los tapones se le colocará un niple de 19 mm. de diámetro, con una roldana de hule y tuercas para asegurarlo, siempre que sea de madera o soldado en caso de ser metal. El objeto es impedir el paso del agua en sus juntas.
- b) Este niple se conectará a una bomba o a las tuberías del agua si la presión es suficiente. La presión será medida por medio de un manómetro y se aplicará en la forma siguiente:

352 gr./cm <sup>2</sup>	durante	5 minutos.
704 gr./cm <sup>2</sup>	durante	10 minutos.
1,056 gr./cm <sup>2</sup>	durante	<u>15 minutos.</u>
Tiempo total de la prueba:		30 minutos.

8.5.3 Para la prueba de absorción de agua, las muestras que se usen serán fragmentos de tubo roto procedentes de la prueba a la compresión y tendrán de 100 a 150 cm.<sup>2</sup> de superficie, aproximadamente de forma cuadrada y deberán estar libres de grietas, rajaduras, descascaraduras o bordes astillados. Serán marcados con la misma marca del tubo de que proceden; la marca será pequeña y no cubrirá más del 1% de la superficie total de la muestra.

Las muestras se secarán a peso constante en una estufa a una temperatura de 110°C. Se colocarán en un recipiente de alambre, apretadas, para evitar choques o frotamientos; se cubrirán con agua destilada o de lluvia y serán calentadas hasta la ebullición y hervidas por 5 (cinco) horas, después de lo cual se enfriará el agua hasta la temperatura ambiente y se escurrirán por un minuto las muestras, a las cuales

se secará la humedad superficial por medio de una toalla o papel secante, y se procederá inmediatamente a pesarlas de nuevo.

La absorción deberá de ser calculada como porcentaje del peso inicial en seco. Se anotarán separadamente los resultados de cada muestra individual, con aproximación de 0.5 gr. y se tomará el promedio de los resultados de las muestras probadas del lote de prueba.

México, D.F., Julio 4 de 1977.

FGM/edr.

**PRUEBAS PARA TUCOS DE CONCRETO**  
**RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO**

NOTA: Dimensiones en cm

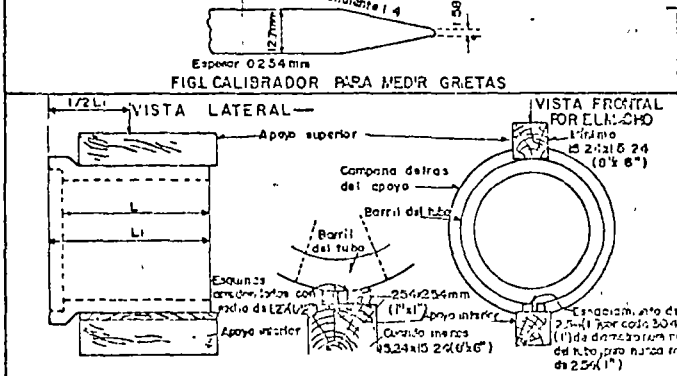


FIG 2 - APOYO EN TRES ARISTAS PARA TUBOS DE MACHO Y CAMPANA

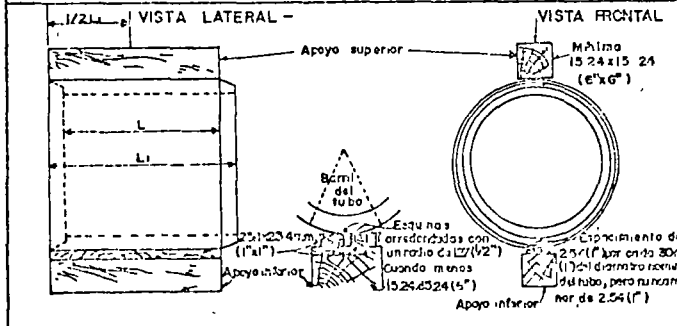


FIG 3 A POYO EN TRES ARISTAS PARA TUBOS DE CAJA Y ESPIGA

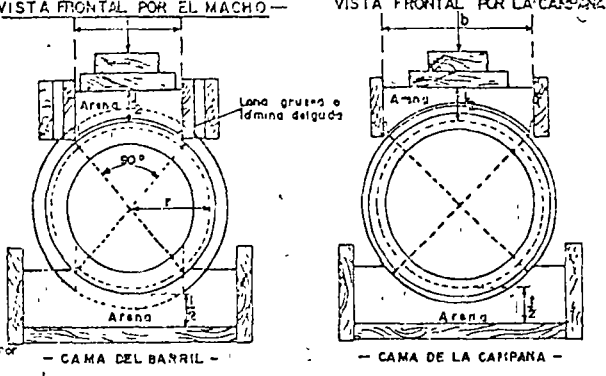


FIG 4 - APOYOS DE ARENA PARA TUBOS DE MACHO Y CAMPANA

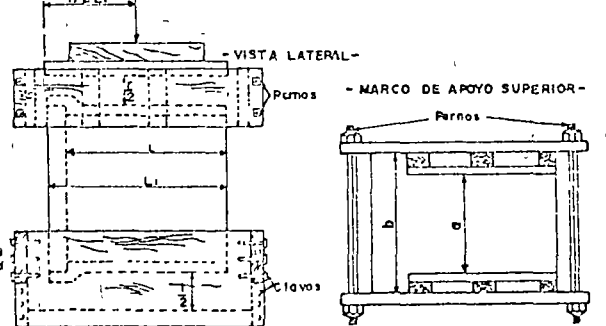
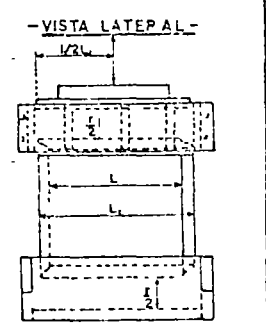
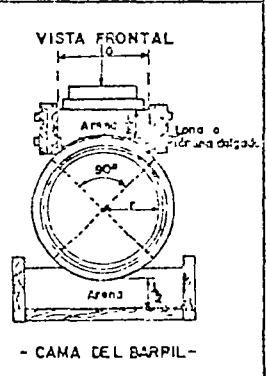


FIG.5 - APOYOS DE ARENA PARA TUBOS DE CAJA Y ESPIGA



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

- . Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers.-  
Edición 1970 por la American Society of Civil Engineers  
and the Water Pollution Control Federation.
  
  - . Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras.- Babitt  
y Baumann. Edición 1975 de CECSA.
  
  - . Apuntes de Alcantarillado de la Escuela de Graduados de  
la Facultad de Ingeniería.- Ing. Raúl E. Ochoa.
  
  - . Apuntes de Obras Hidráulicas.- Facultad de Ingeniería.-  
Ing. Joaquín Herrera Delgado.
  
  - . Manual de Drenaje y Productos de Construcción.- The Armco  
International Corporation., edición 1958.
  
  - . Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción de  
la Secretaría de Recursos Hidráulicos.
- - - - -

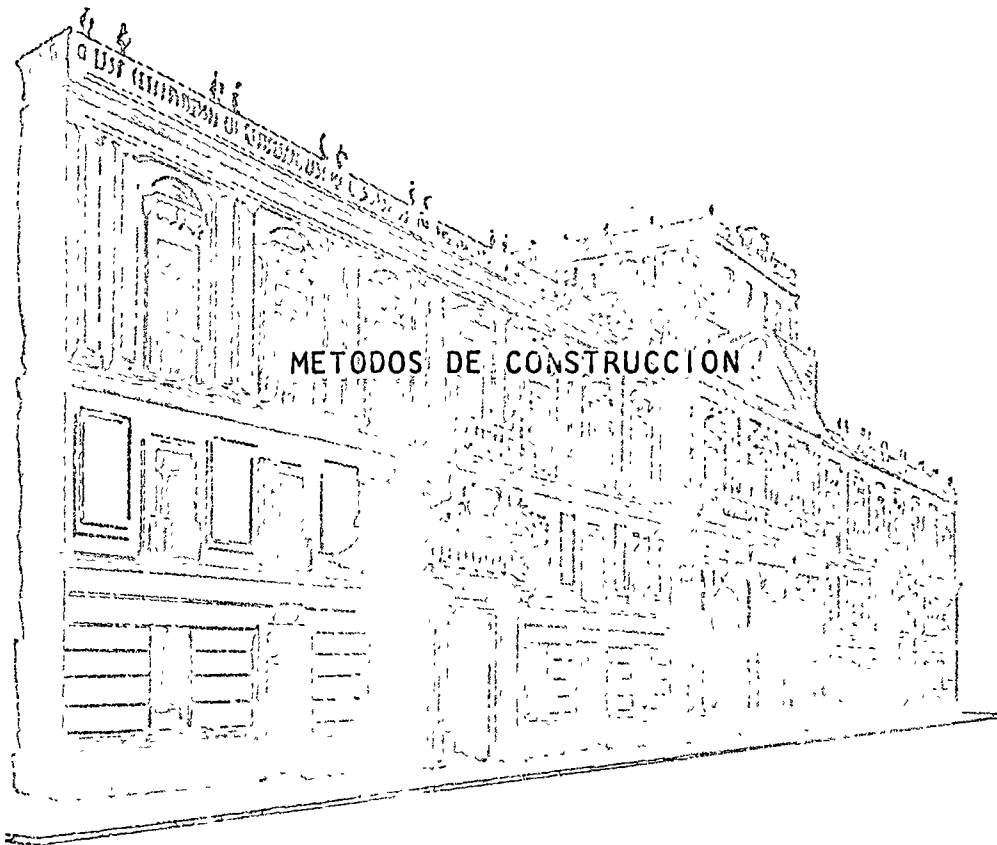




centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO



ING. FRANCISCO GARZA M.  
Julio, 1977

## T E M A X.

### "METODOS DE CONSTRUCCION".

#### 10.1 Trazo y Control de Instalación.- Colimadores LASER.

El trazo de los ejes de las atarjeas y colectores se lleva a cabo por medio de procedimientos topográficos convencionales, normalmente con tránsito y cinta. La construcción de un sistema de alcantarillado se inicia siempre por el punto más bajo y se avanza hacia los niveles más altos con la construcción de los respectivos subcolectores y atarjeas. En los casos en que no existe en el campo una línea de referencia paralela al eje del colector o atarjea que se va a construir se procede a colocar en campo una línea paralela temporal, para usarla de referencia durante la construcción, ya que la excavación eliminará el trazo de la línea de eje.

Una vez determinado el eje de la atarjea y sus niveles se procederá a la excavación, a la que se dará "piso" provisional con aproximación a los 10 cm.

La construcción definitiva se efectuará como se ilustra en la figura 1.

Se colocan "puentes" que consisten en vigas de madera de 4" x 8" ó de 4" x 6". Los puentes deberán tener un apoyo sobre el terreno de cuando menos dos veces el peralte del mismo. Estos puentes se colocan a una distancia media de 10 m.

Sobre los puentes se colocan unos listones de madera de 1" x 2" x 20", de tal forma que la parte superior sea paralela a la línea de pendiente y sobre ellos se marca el eje del colector o atarjea. Estos listones de madera se llaman "niveletas".

Una cuerda colocada sobre las "niveletas" indicará una línea situada en el mismo eje vertical que el eje de la atarjea o colector y paralela al mismo.

Los puentes son numerados y se lleva un registro de los mismos como se indica en la figura 1.

Sobre una regla de madera llamada "escantillón" se marcan las profundidades a partir del hilo hasta el piso, la plantilla y el lomo de la campana; este escantillón servirá para la colocación práctica del tubo. Es muy importante ver que el escantillón sea ajustado a la campana del tubo como se ilustra en la figura 2.

#### Colimadores LASER.

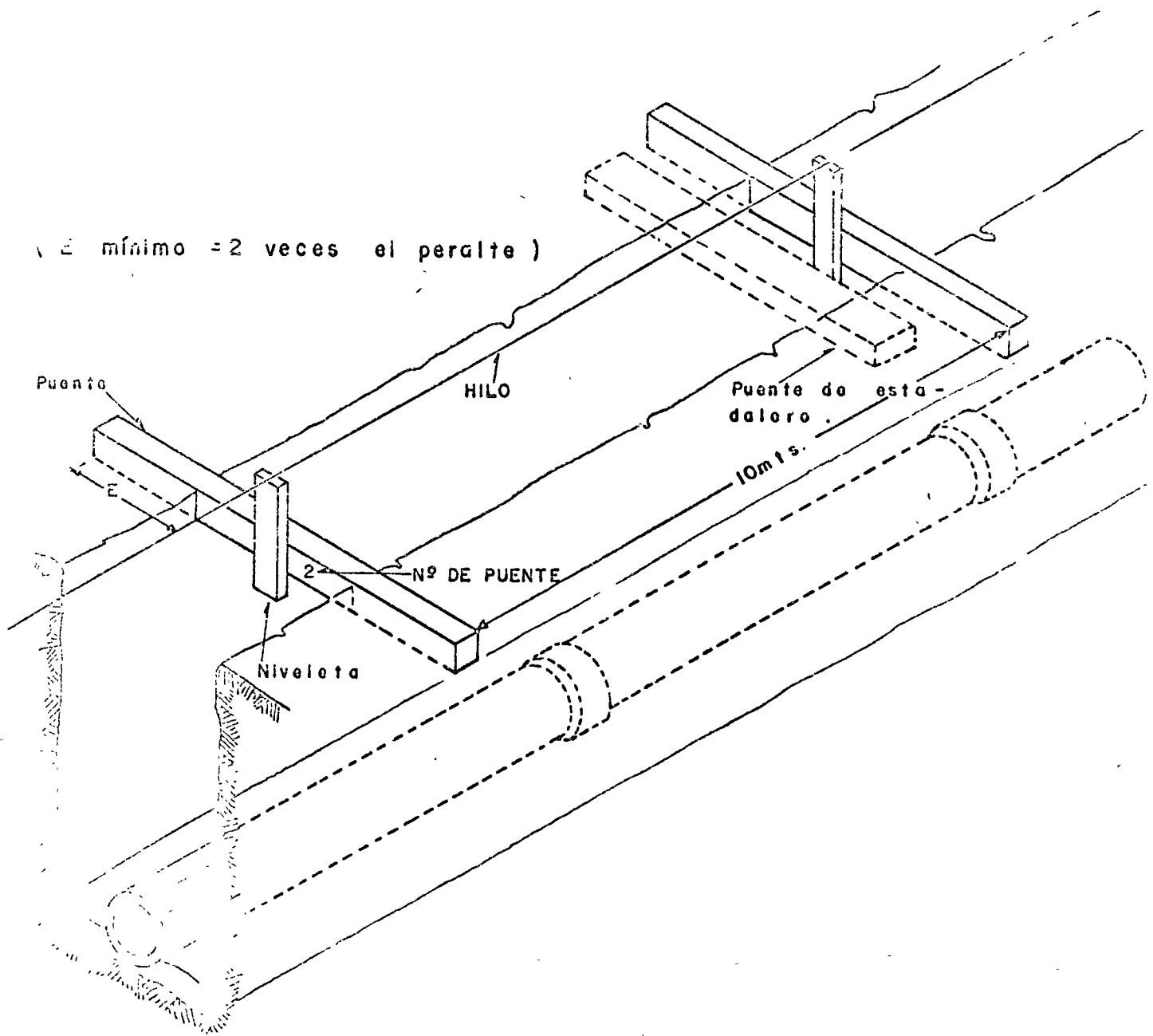
Se ha diseñado un sistema Laser para alinear tuberías, se elimina el hilo de construcción y la necesidad de transferir el alineamiento y la pendiente dentro de la cepa cada vez que se coloca un tramo de tubería. El Laser mostrado en la figura 3, proyecta a través del tubo un rayo de luz roja del espesor de un lápiz sobre un "blanco" que lleva marcado el eje del tubo, que al hacerlo coincidir con el rayo se obtiene el alineamiento y la pendiente correcta del tramo a colocar.

Un aparato Laser instalado en la chimenea de un pozo de visita se ilustra en la figura 3. La base del aparato se fija sobre el punto de partida utilizando la perforación central de fijación y un brazo vertical con un ojo de buey en la parte superior es colocado coincidiendo con el centro del aparato y sosteniéndolo a plomo con una estructura especial. El Laser es ajustado a la barra vertical a la altura adecuada para hacer coincidir el rayo con el eje del tubo. El aparato Laser es alineado horizontalmente usando un ensamble telescópico, o tránsito, para pasar un punto dis

tante de referencia dentro de la cepa justo sobre el aparato Laser. El procedimiento consiste en girar el tránsito de tal manera que su línea de colimación coincida con el eje de trazo y entonces se baja la visual al fondo de la cepa enfrente del rayo Laser. En seguida la viga del aparato Laser es girada hasta hacerla coincidir con el plano vertical del tránsito. Una vez logrado ésto, se nivela el aparato Laser y se da la pendiente requerida mediante el limbo del aparato.

A cada tramo de tubería se le pone un "blanco" con el eje del tubo marcado. Este "blanco" se coloca en la campana del tubo, de manera que el tubo quede en su posición correcta de instalación al hacer coincidir el rayo Laser con el centro del "blanco".

# FIGURA 1



PROCEDIMIENTO DE INSTALACION DE ATARQUEJES

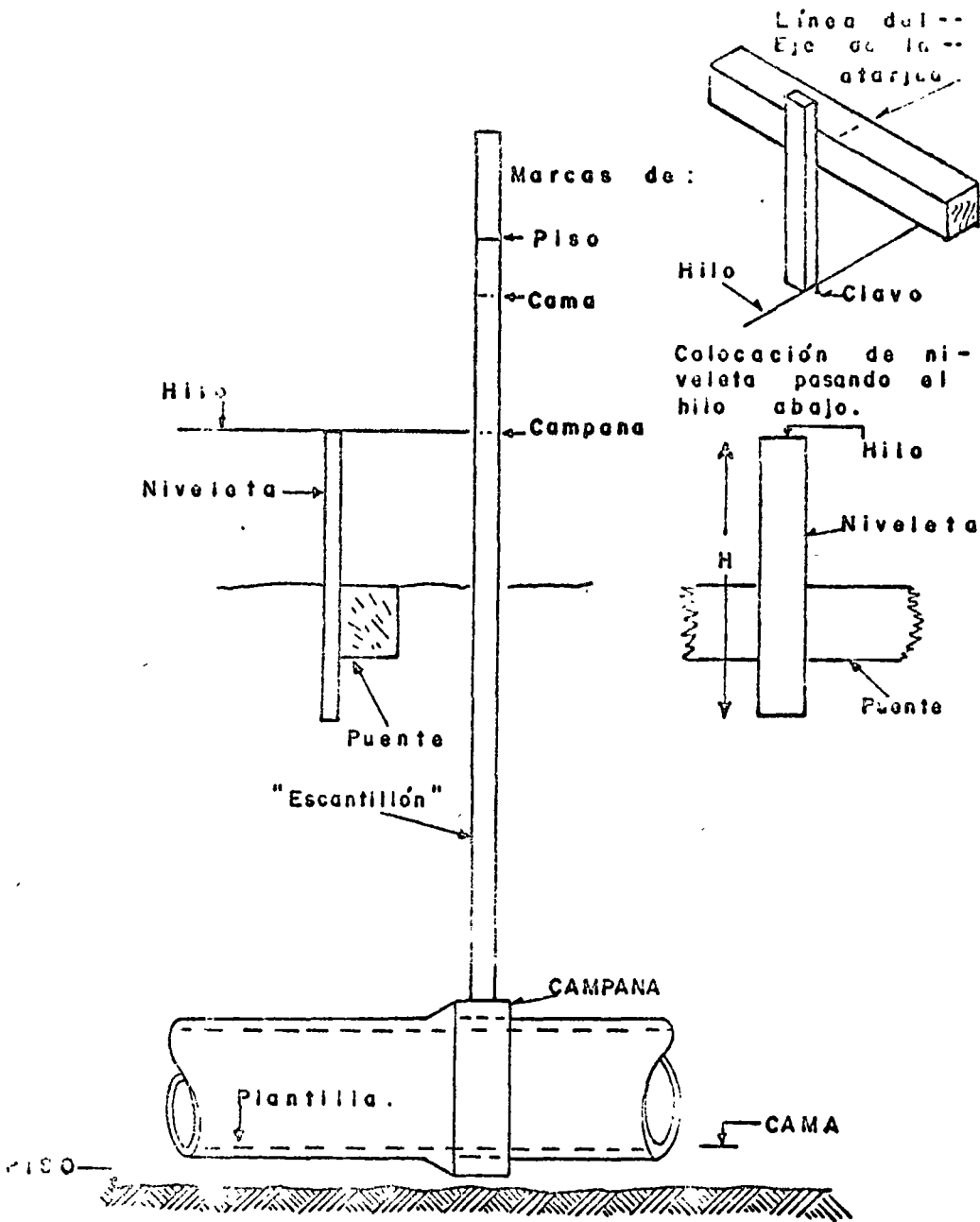
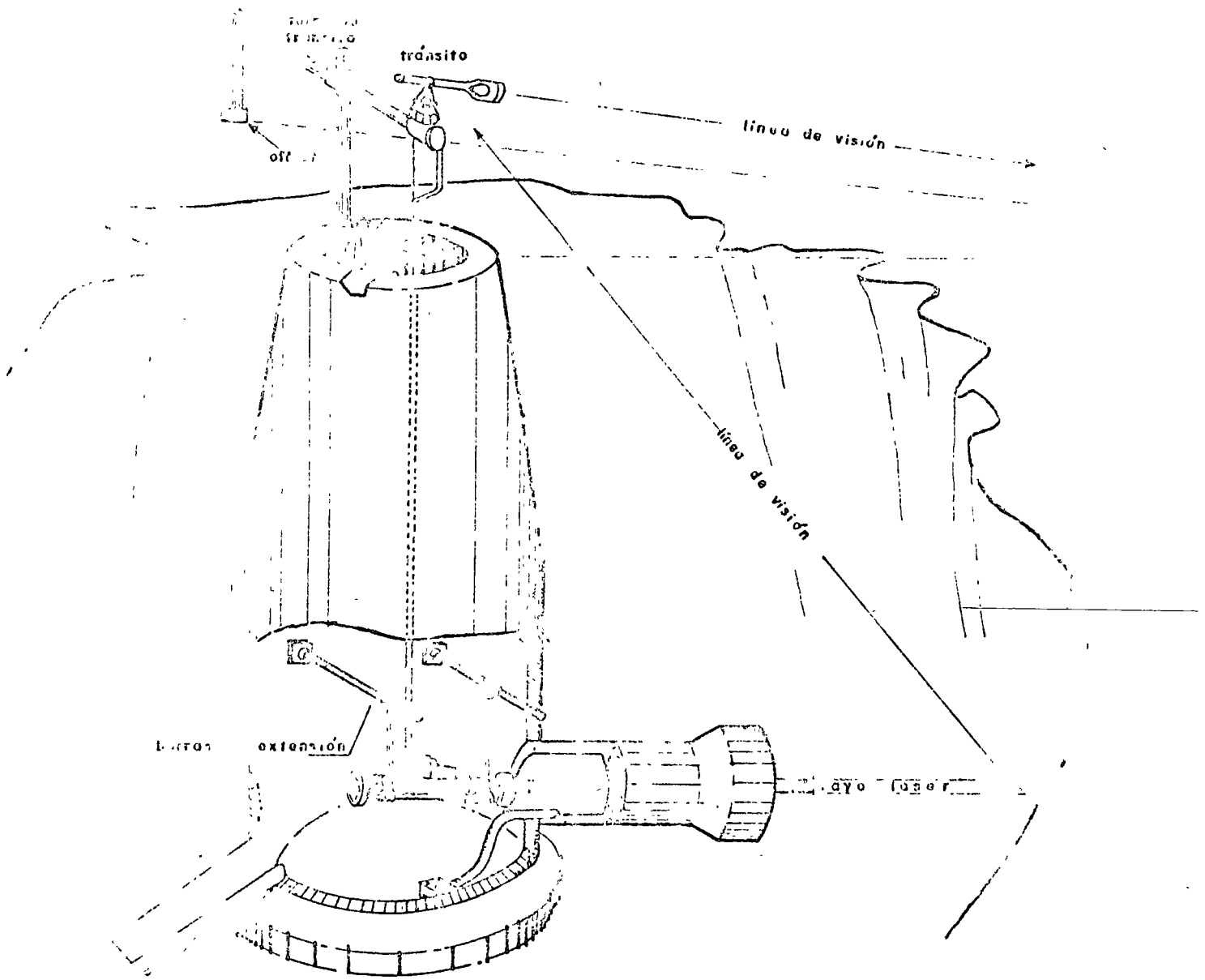


FIGURA 2

F I G U R A 3



## 10.2 Construcción de Atarjeas.

Los trabajos que hay que realizar para la construcción de las atarjeas y que no son aplicables a otra clase de obras son: la excavación de zanjas y la colocación o construcción de los conductos en zanjas o túneles. Normalmente la construcción de las atarjeas se hace en zanjas abiertas. El trabajo comprende:

- a) Ruptura de pavimento.
- b) Excavación de las cepas, clasificación del material de excavación y carga y acarreo cuando sea necesario.
- c) Protección y sujeción de las paredes de la zanja.
- d) Extracción del agua de la zanja, en su caso.
- e) La protección de otras estructuras tanto subterráneas como superficiales, cuya cimentación pueda resultar afectada.
- f) Relleno (compactado o a volteo).
- g) Reconstrucción del pavimento.

En todo trabajo de excavación es esencial tomar precauciones para proteger las vidas de los trabajadores y salvaguardar las propiedades vecinas, así como tomar las medidas necesarias para no ocasionar grandes trastornos al público. Tales precauciones y medidas incluyen la instalación y mantenimiento de señales, barreras, puentes y desvíos. La instalación y mantenimiento de luces tanto para iluminación de la obra cuando se requiera, como para servir de aviso de peligro; el empleo de vigilantes para impedir que personas ajenas a la obra, especialmente niños, tengan acceso a la misma, así como todas las precauciones que las condiciones locales aconsejen.



#### 10.2.1 Excavación a mano a distinta profundidad.

En general es aconsejable hacer la excavación mecánicamente, pero cuando el empleo de maquinaria no es posible por alguna razón especial, se llevará a cabo la excavación en forma manual.

La profundidad a la que puede excavar a mano sin necesidad de traspaleo vertical es de 2.50 m. como máximo. Para profundidades mayores deberán proveerse tarimas para traspaleos sucesivos de 2.00 m. de altura cada uno.

La excavación en arena seca se puede hacer sin ninguna dificultad, pero cuando se encuentra bajo el nivel freático, sus características se alteran en virtud de que el agua se mueve hacia arriba a través de ella, separando los granos y sosteniéndolos en forma "fluida". Un estrato subterráneo de arena firme y saturada puede convertirse en "fluida" durante el proceso de excavación, permitiendo que el agua contenida en la arena escape como escurrimiento adicional a través de la propia arena. Este terreno sólo soportará peso por flotación. Debe tenerse en cuenta que no puede determinarse fácilmente la presencia de arena fluida por medio de perforaciones de prueba. Las perforaciones sólo pueden indicar la presencia de arena húmeda que puede no ser "fluida". La arena fluida sólo puede formarse en excavaciones y pozos de estudio que trastornen el nivel freático normal.

La excavación en arenas fluidas es difícil, costosa y frecuentemente peligrosa. El material escurre como un líquido. No puede extraerse fácilmente por bombeo y su excavación hace que las paredes de la zanja se desmoronen dentro de ella o que el fondo se levante. Las cimentaciones de las estructuras adyacentes pueden resultar socavadas, causándoles serios daños. Esto puede ocurrir aún después de haber colocado el relleno, si no se han tomado las precauciones necesarias. La mayor garantía de seguridad contra

estos daños, es no solamente hacer el relleno con todo cuidado para que quede bien colocado y compactado, sino también dejar todos los revestimientos en la debida posición después de terminado el trabajo.

El método común de hacer frente a las arenas fluidas y de desarrollar el trabajo en las zanjas húmedas, es colocar un revestimiento impermeable de 60 a 90 cm. por debajo del fondo de la zanja y extraer el agua de la arena por medio de pozos exteriores a la zanja. La realización de excavaciones con éxito en arenas fluidas requiere experiencia, habilidad y una observación atenta para poder enfrentar sucesos inesperados. Se debe tener en cuenta que al intentar una excavación en arenas fluidas se va a trabajar con un fluido y no con un material sólido.

Excavación en roca.- Una roca se define usualmente en las especificaciones del siguiente modo: donde se use la palabra roca como nombre de un material excavado, se quiere decir que la capa extraída o por extraer, tiene que moverse mediante barrenado, introducción de cuñas, arranque o dinamitado; que contiene piedras con un volumen de 0.25 m. cúbicos o más (este volumen puede variar); o que hay que excavar en una mampostería. No se considera como roca un material rocoso desintegrado, que pueda removerse con un pico, ni una pizarra suelta, ni un material dinamitado previamente, ni los materiales que puedan haber caído dentro de la zanja.

El barrenado consiste en abrir hendeduras largas y estrechas en la roca, para aflojar los lados de un gran trozo de piedra. Después se afloja el bloque, introduciendo cuñas, o se levanta con palancas. Este método se usa más en las canteras que en la apertura de zanjas, donde no es necesario extraer intactos los bloques de piedra. Para el dinamitado se perfora un agujero en la roca y se carga con un explosivo, que al estallar sacude la roca y la desplaza de su posición.

Para barrenar a mano la roca, maneja la barrena un solo hombre, que la sostiene y la hace girar en el agujero con una mano, mientras que con la otra golpea la barrena con un martillo que pesa unos 1.8 Kg.; o bien puede un hombre sostener y hacer girar la barrena, mientras que otro u otros dos, la golpean con marco. En el barrenado mecánico una barrena pesada sube y baja en el agujero, obteniéndose la fuerza para la perforación con el propio peso de la barrena. Las barrenas de mano son barras de longitud adecuada para la profundidad del agujero, con el borde de corte ensanchado y afilado en un ángulo tan agudo como el que pueda permitirse sin rotura. La barra tiene usualmente un diámetro de unos 3 mm. menor que el diámetro de la barrena. Las cuñas que se emplean reciben el nombre de cuñas y agujas. Las agujas son cuñas con una cara redondeada y otra cara plana, sobre la que desliza la cara plana de la cuña.

### 10.2.2 Zanjadoras.

Estas máquinas ya no son tan usadas como hace 30 ó 40 años. Con el desarrollo de las retroexcavadoras las zanjadoras han sido relegadas a trabajos de poca profundidad y poco ancho de cepa. Para instalaciones de tuberías de alcantarillado de hasta 61 ó 76 cm. de  $\emptyset$ , en suelos cohesivos que pueden ser ademados mediante ade me abierto y ligero, las zanjadoras pueden tener muy buen rendimiento y por tanto bajo costo. Algunos Contratistas prefieren el uso de zanjadoras hasta algunas profundidades de cepa de 4 metros.

### 10.2.3 Colocación de Tubos.

Antes de bajar el tubo a la zanja deben adaptarse los tramos contiguos en la superficie del terreno y marcar con tiza las disposiciones relativas para poder lograr la posición debida en la zanja. Con un disco de carborundum se pueden cortar los tubos de barro con cortes limpios y a escuadra.

Los tubos hasta de 45 cm. de  $\emptyset$  pueden ser manejados por el co locador y su ayudante. Los tubos de mayor peso pueden bajarse a la zanja por medio de cables pasados al rededor de cada extremo del tubo. Se fija un extremo de los cables en la superficie y se van bajando los tubos aflojando el otro extremo del cable, toda la maniobra se hace desde la superficie del terreno.

Los tubos de diámetros mayores pueden bajarse a la cepa mediante el uso de un marco y un diferencial o bien mediante el uso de una grúa de capacidad adecuada.

## 10.3 Construcción de Colectores.

### 10.3.1 Excavación a baja, mediana y alta profundidad.

Excavación de Zanjas.- De acuerdo con las Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción de la S. R. H.

Definición y ejecución.- Se entenderá por "excavación de zanjas" la que se realice según el proyecto y/u órdenes del Ingeniero para alojar la tubería de las redes de alcantarillado, incluyendo las operaciones necesarias para amacizar o limpiar la planta la y taludes de las mismas, la remoción del material producto de las excavaciones, su colocación a uno o a ambos lados de la zanja disponiéndolo en tal forma que no interfiera con el desarrollo normal de los trabajos y la conservación de dichas excavaciones por el tiempo que se requiera para la instalación satisfactoria de la tubería. Incluye igualmente las operaciones que deberá efectuar el Contratista para aflojar el material manualmente o con equipo mecánico previamente a su excavación cuando se requiera.

El producto de la excavación se depositará a uno o a ambos lados de la zanja, dejando libre en el lado que fije el Ingeniero un pasillo de 60 (sesenta) cm. entre el límite de la zanja y el pie del talud del bordo formado por dicho material. El Contratista deberá conservar este pasillo libre de obstáculos.

Las excavaciones deberán ser afinadas en tal forma que cualquier punto de las paredes de las mismas no diste en ningún caso más de 5 (cinco) cm. de la sección de proyecto, cuidándose que esta desviación no se repita en forma sistemática. El fondo de la excavación deberá ser afinado minuciosamente a fin de que la tubería que posteriormente se instale en la misma quede a la profundidad señalada y con la pendiente de proyecto.

Las dimensiones de las excavaciones que formarán las zanjias variarán en función del diámetro de la tubería que será alojada en ellas, como se señala en el cuadro siguiente:

#...

CUADRO NUM. 1.

ANCHO DE LAS ZANJAS SEGUN LA PROFUNDIDAD DE SU FONDO Y DEL DIAMETRO DE LAS TUBERIAS QUE SE INSTALARAN EN ELLAS.

Diámetro Nominal de la Tubería		Profundidades en Metros										
Centímetros	Pulgadas	Hasta 1.25	1.26 a 1.75	1.76 a 2.25	2.26 a 2.75	2.76 a 3.25	3.26 a 3.75	3.76 a 4.25	4.26 a 4.75	4.76 a 5.25	5.26 a 5.75	5.76 a 6.25
			15	6	60	60	65	65	70	70	75	75
20	8	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
25	10	70	70	70	70	70	70	75	75	75	80	80
30	12	75	75	75	75	75	75	75	75	75	80	80
38	15		90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
45	18		110	110	110	110	110	110	110	110	110	110
61	24		135	135	135	135	135	135	135	135	135	135
76	30		155	155	155	155	155	155	155	155	155	155
91	36			175	175	175	175	175	175	175	175	175
107	42			190	190	190	190	190	190	190	190	190
122	48				210	210	210	210	210	210	210	210
152	60				245	245	245	245	245	245	245	245
183	72					280	280	280	280	280	280	280
213	84					320	320	320	320	320	320	320
244	96						360	360	360	360	360	360

El método y el equipo de excavación dependerá: del tipo de material a excavar, de la profundidad y del espacio disponible para la operación del equipo y el almacenamiento del material excavado, así como de las prácticas usuales en el lugar.

Usualmente el Contratista selecciona el método y el equipo de excavación. Sin embargo, los equipos tienen limitaciones en ancho y profundidad de excavación. El Contratista tiene la obligación de utilizar un equipo capaz de abrir la cepa con las limitaciones en ancho impuestas por las especificaciones.

### 10.3.2 Retroexcavadoras.

Las retroexcavadoras se consiguen en capacidades que varían de 0.3 a 2.3 m<sup>3</sup> (3/8 a 3 yd<sup>3</sup>). El uso de estas máquinas está indicado cuando el ancho de la excavación es mayor de 0.70 m. (2 pies) y las profundidades hasta de 8 m. (25 pies) y son los equipos más adecuados para excavación en roca. En el cuadro número 2 se comparan los anchos mínimos de cepa y los tamaños más comunes de cucharas de retroexcavadora.

CUADRO NUM. 2.

Capacidad de la cuchara. ( yd <sup>3</sup> )	Ancho mínimo de cepa en pulgadas	
	Con cortaduras laterales	Sin cortaduras laterales
3/8	22	24-28
1/2	27	28-32
3/4	28	28-38
1	34	34-44
1 1/4	37	37-46
1 1/2	38	38-46
2	50	50-58



La retroexcavadora, con un aditamento de cable, también puede usarse para bajar la tubería a la cepa. Esto significa que este equipo puede utilizarse para dos operaciones distintas. Cuando el terreno no requiere ademe la utilización de la retroexcavadora viene a ser muy económica porque realiza la operación de excavación, torcido y tapado de la cepa. Cuando la cepa debe ser ademada, la combinación de una retroexcavadora y una grúa para instalación de tubería es lo más común en la práctica.

### 10.3.3 Draga de Arrastre.

A campo abierto o en lugares donde se tenga mucho espacio disponible, es posible ejecutar gran parte del trabajo de excavación, por medio de una draga de arrastre permitiendo que las paredes de la cepa tomen la pendiente de reposo del material. En casos de excavaciones de cepas muy profundas de 9 a 15 m. (30 a 50 pies) la draga de arrastre puede usarse para la parte superior de la excavación, con una retroexcavadora operando en el nivel más bajo. Usando una retroexcavadora el material excavado puede amontonarse para que la draga lo levante desde el fondo de la cepa y lo coloque al lado de la misma o en camiones.

### 10.3.4 Draga de Almeja.

Cuando la protección de algunas estructuras subterráneas o las condiciones del terreno requieren un ademe cerrado y el uso de un equipo de deslizamiento vertical, se usa la draga de almeja. En excavaciones muy profundas donde se requieren dos capas de excavación, algunas veces se usa la retroexcavadora en combinación con la draga de almeja, con la retroexcavadora se ejecuta la parte superior de la excavación y la draga de almeja le sigue excavando la parte inferior. El ademe de la parte superior se instala según se requiera antes de que la draga de almeja excave la parte más profunda y antes de que se ademe ésta.

10.3.5 Estabilización de talud, ademados y encofrados.  
Achique de filtraciones en zanjas.

Ademados o Entibados.- Las cepas se pueden excavar en la mayor parte de los materiales hasta una profundidad de unos 2.00 m. sin el peligro de que se socaven los bancos. En algunas ocasiones como cuando se excava tepetate, las excavaciones se pueden profundizar de 3 a 6 m. sin que haya necesidad de ademar y sin peligro de derrumbes si la capa no permanece mucho tiempo abierta; sin embargo, comunmente es necesario ademar las cepas para protección de los trabajadores y poder avanzar en el trabajo sin los peligros inherentes a los derrumbes.

Necesidad de los Ademes.- La necesidad de los ademes proviene de la tendencia de los suelos a socavarse. La socavación y derrumbes provienen de cuatro causas principales:

- 1a. A medida que la cepa es expuesta a la atmósfera, gradualmente pierde su contenido de humedad por evaporación, apareciendo grietas debido a la contracción siguiente a la desecación. El agua de lluvia entra por las grietas agrandándolas, lo cual puede hacer que las masas se despeguen formándose la socavación, aumentando ésta con el tiempo de exposición a los agentes atmosféricos.
- 2a. La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos varía mucho y por lo mismo la profundidad necesaria para producir la socavación varía proporcionalmente. Cuando la profundidad es excesiva, el suelo falla al esfuerzo cortante y esta falla ocurre en una superficie curva generalmente más que en un plano.

- 3a. Cuando el agua freática aflora en la cepa y existe algún estrato arenoso, éste es arrastrado por la corriente, minando las paredes de la cepa, hasta que se desprenden.
- 4a. Las aguas de lluvia escurriendo libremente pueden erosionar los bancos.

Métodos de Adomado.- El método de ademar cepas, generalmente se deja a juicio del Ingeniero encargado de la construcción. Para esto se necesita una experiencia amplia y un criterio también amplio para poder resolver los problemas adecuadamente. Sin embargo, en tiempos recientes se ha avanzado bastante en la investigación del comportamiento de los suelos en diversas condiciones encontradas comúnmente en la práctica. Las pruebas que se hagan, ayudan, pero no sustituyen la experiencia que se tenga en el comportamiento de los suelos.

Las cepas se ademan colocando tableros de madera sostenidos con piezas transversales. En algunas ocasiones el entibado se hace verticalmente y en algunas otras horizontalmente, y todavía más, en algunas ocasiones se emplean entablerados especiales adecuados para el caso.

Tabla Estacados Impermeables.- Cuando la profundidad a la que vayan a quedar alojados los colectores sea muy grande y que además el terreno sea muy abundante en agua freática, es recomendable emplear en la apertura de las cepas, tabla estacas metálicas que al mismo tiempo que aseguran la impermeabilidad reducen las dimensiones de la cepa a las estrictamente necesarias. Como este tipo de tabla estacas exigen un número relativamente reducido de arriostramientos o "troqueles", facilita la labor de excavación de los obreros.

Normalmente el trabajo se puede dividir en tal forma, que se requiera el número mínimo de tabla estacas.

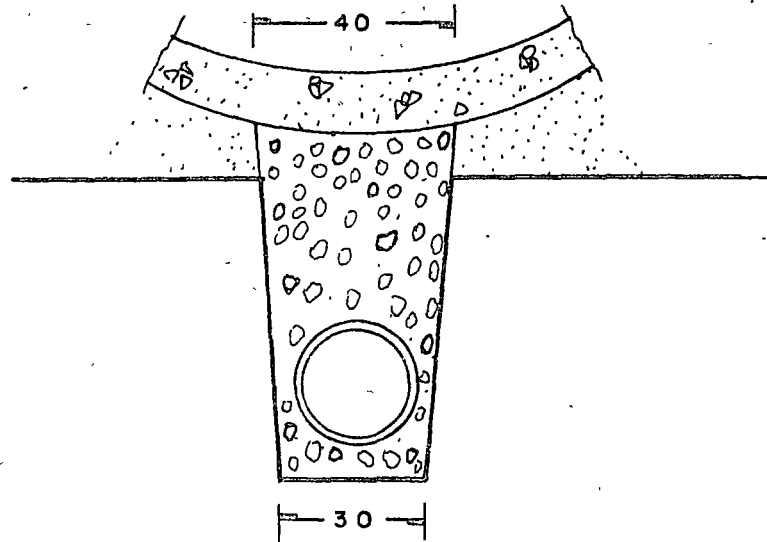
Si el terreno está constituido por arena fina y las calles son estrechas quedando por lo tanto próximos los cimientos de los edificios, se tendrá que recurrir a procedimientos extraordinarios que impidan el arrastre de la arena por el agua de lluvia o por el bombeo. Un procedimiento práctico consiste en hacer un doble forro de tabla estacado para irlo relleno de concreto de abajo a arriba. Posteriormente se retiran los tabloneros exteriores quedando una pantalla de concreto.

Otro sistema consistirá en la estabilización del terreno arenoso por medio de inyecciones de lechada de cemento.

Achique de Filtraciones en Zanjas.- Si la excavación tiene la profundidad suficiente para bajar el nivel de las aguas freáticas, se pueden seguir dos procedimientos generales para eliminar el agua de la cepa, a saber:

- 1.- Provocar el descenso del nivel del agua.
- 2.- Tabla estacado impermeable.

El descenso del agua freática puede efectuarse simplemente drenando con un "dren de construcción" si el nivel del agua no está muy arriba de la plantilla de la tubería o por medio de bombeo. El drenaje puede consistir en pequeñas zanjas rellenas con grava o material triturado o alojar tuberías de barro o concreto sin juntar como se indica en la figura 4.



F I G U R A 4.

En el encuentro con pozos de visita se coloca el tubo dentro de la masa de concreto o mampostería que forme la base del registro. Cuando la altura del manto freático es grande con respecto a la plantilla y que además sea abundante, se recurre al bombeo o al drenaje por filtros verticales (Well points) si el terreno es permeable. Este drenaje vertical se efectúa por medio de tuberías-drenes metálicas hincadas a ambos lados de la cepa, tan pronto como ésta se ha profundizado todo lo posible. Estos tubos verticales se unen por medio de tuberías a una bomba.

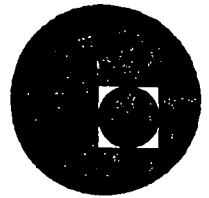
La parte filtrante de los tubos verticales se hinca por debajo del fondo definitivo de la excavación por realizar. Estos tubos tienen ordinariamente una longitud de 2.50 a 3.00 m. terminan en punta por la parte inferior y en una rosca en la parte superior. La parte filtrante tiene de 1.50 a 2.00 m. de longitud y un diámetro de 4 a 5 cm.

El número de tubos y la separación se obtiene por ensayos directos en el terreno ya que es muy difícil contar con la información completa para poderlo calcular.

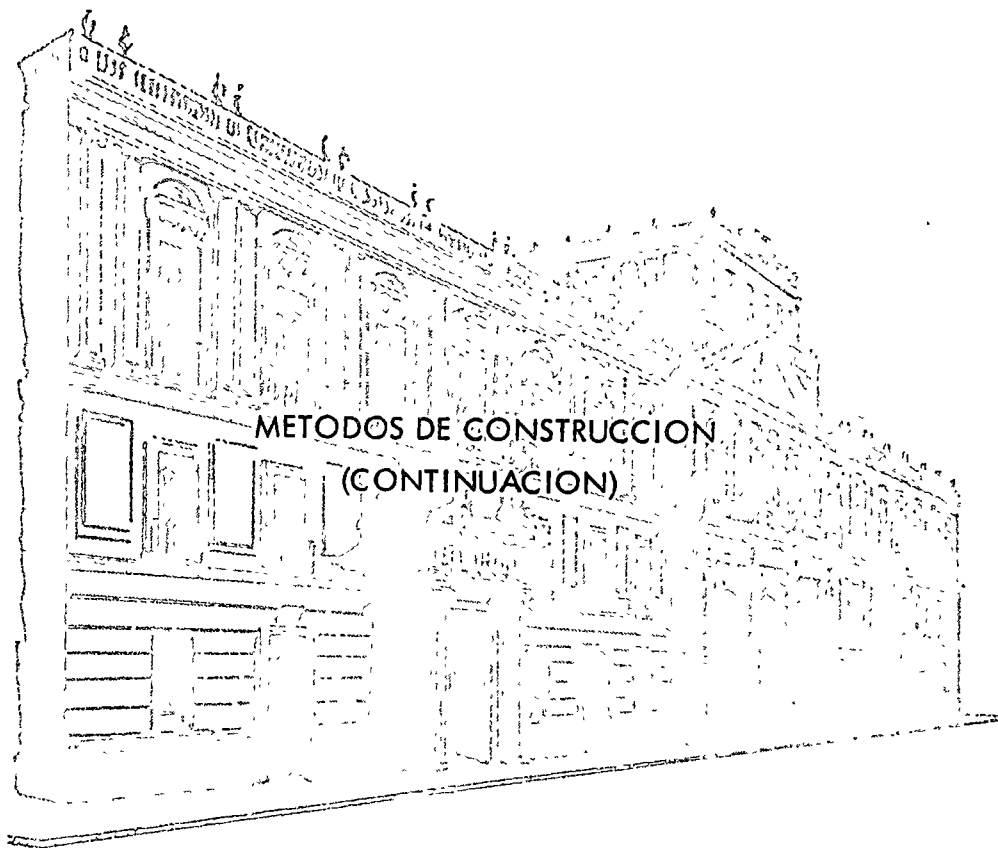
.#...



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: "SISTEMAS DE ALCANTARILLADO"



Ing. Francisco Garza Maldonado

Julio, 1977

Palacio de Minería

Calle de Tacuba 5,

primer piso.

México 1, D. F.

Tel: 521-40-20

T E M A X.

"METODOS DE CONSTRUCCION"

10.1 Trazo y control de instalación.- Colimadores LASER.

10.2 Construcción de atarjeas.

10.2.1 Excavación a mano a distinta profundidad.

10.2.2 Zanjadoras.

10.2.3 Colocación de Tubos.

10.3 Construcción de colectores.

10.3.1 Excavación a baja, mediana y alta profundidad.

10.3.2 Retroexcavadora.

10.3.3 Draga de arrastre.

10.3.4 Draga de almeja.

10.3.5 Estabilización de talud, ademados y encofrados.

Achique de filtraciones en zanjas.

10.3.6 Pruebas en tuberías de drenaje nuevas.

10.3.7 Tubos colados en sitio.

10.3.8 Relleno de cepas y reposición de pavimentos.

10.4 Conductos en túnel.

10.4.1 En roca:

10.4.2 En terreno suelto.

10.5 Cruces con otras estructuras.

Hincado de tubos.

Cruce de vías de ferrocarril.

10.6 Descargas submarinas.

10.7 Programa de construcción y programas derivados.



### 10.3.6 Pruebas en tuberías de drenaje nuevas.

La impermeabilidad de las tuberías de alcantarillado nuevas, es probada midiendo la cantidad de agua que se infiltra a ella desde el terreno (infiltración), midiendo las fugas que presenta a tubería llena (exfiltración), mediante pruebas de aire a presión. La prueba de infiltración consiste simplemente en medir, mediante un vertedor la cantidad de agua que hay en la tubería antes de que se coloquen las conexiones domiciliarias. Esta técnica por supuesto no es aplicable en los alcantarillados construidos bajo el nivel freático. La inundación de la cepa para producir una condición extrema, rara vez simula el efecto de inmersión total de la línea en agua freática. Aún cuando las tuberías de alcantarillado están colocadas abajo del nivel freático, la interpretación de los resultados es cuestionable porque la carga sobre la tubería influye grandemente en la cantidad que entra a través de las grietas de la tubería y las juntas defectuosas. Otro problema con la prueba de infiltración es que se tienen que probar grandes longitudes de tubería para obtener flujos mesurables, por ejemplo, una infiltración de 500 galones/pulg.de  $\emptyset$ /milla/día, producirán un gasto de 0.2 galones por minuto para un tramo de 400 pies entre pozo y pozo de visita, en tubería de 8" de diámetro. La prueba de líneas largas mientras que tiene la ventaja de producir flujos mayores, presenta la desventaja de que no se pueden identificar con precisión los puntos de juntas mal hechas o tubos rotos.

La prueba de exfiltración, inversa de la de infiltración, se usa principalmente en áreas secas donde el nivel freático está abajo de la plantilla de la tubería. Se llena la tubería con agua y se observa la cantidad que se pierde durante un período de tiempo especificado, sujetando la tubería y pozos de visita a una presión conocida. Las presiones excesivas pueden producir resultados destructivos en las zonas más bajas de los alcantarillados, sin embargo, probando una sección entre dos pozos consecutivos se tienen pocos problemas.

La máxima presión hidrostática que se aplica es de 3.05 m. (10 pies) y el agua es obligada a permanecer dentro de la tubería al menos 4 horas antes de efectuar la medida de la exfiltración. Esto hace que la tubería y el material de las juntas se saturen con agua y permitan la remoción del aire atrapado. Las especificaciones de tolerancia máxima para las exfiltraciones, varía de 100 a 500 galones/pulg.de Ø/milla/día. Por ejemplo, una tolerancia típica es 290 galones/pulg.de Ø/milla/día bajo una carga de 10 pies, mientras que otras especificaciones dan un valor máximo de 200 galones/pulg.de Ø/milla/día, más 10% de incremento por cada 2 pies de carga sobre una carga inicial de 2 pies. El Cuadro No. 3, fija los valores para la infiltración y la exfiltración para distintos diámetros de tubería.

La prueba mediante aire a baja presión es una medida rápida y fácil para evaluar las nuevas secciones de alcantarillado (figura 5). Los dos extremos de la línea en pozos de visita adyacentes son taponados y todas las conexiones de servicio cuidadosamente selladas. La presión de aire es aplicada a 4 psi. al menos durante 2 minutos mientras todos los tapones son checados. El abastecimiento de aire es desconectado y el tiempo recorrido para que la presión caiga de 3.5 a 2.5 psi. es medido mediante un cronómetro. Si la tubería que está siendo probada está sumergida en agua freática, un tubo de prueba es situado en el campo a la misma profundidad que la línea y la presión de prueba es determinada pasando aire lentamente a través del mismo. Todas las presiones de prueba son incrementadas en la cantidad que resulte para la sumergencia en el agua de la tubería. Las fugas aceptables se expresan en diferentes formas, la especificación recomendable está basada en una pérdida permisible de presión de aire de  $0.003 \text{ pies}^3/\text{min.}/\text{pie}^2$  de área de tubería, a una presión de prueba de 3 psi. encima de la presión del agua freática. Las tolerancias basadas en este criterio, para varios diámetros de tubería están dadas en el Cuadro No. 4.

CUADRO NUM. 3

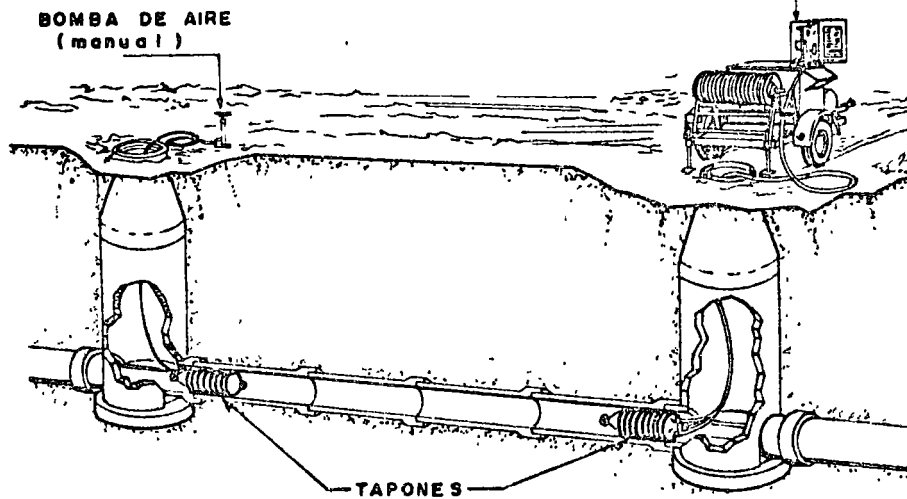
Diámetro de la alcantarilla en pulgadas.	Filtración en gal/hr/100 pies para las siguientes relaciones en gal/pulg.de $\phi$ /milla/día.				
	100	200	300	400	500
8	0.63	1.3	1.9	2.5	3.2
10	0.79	1.6	2.4	3.2	4.0
12	0.95	1.9	2.8	3.8	4.7
15	1.2	2.4	3.5	4.7	5.9
18	1.4	2.8	4.3	5.7	7.1
21	1.7	3.3	5.0	6.6	8.3
24	1.9	3.8	5.7	7.6	9.5
27	2.1	4.3	6.4	8.5	10.7
30	2.4	4.7	7.1	9.5	11.8
36	2.8	5.7	8.5	11.4	14.2
42	3.3	6.6	10.0	13.3	16.6
48	3.8	7.6	11.4	15.2	19.0

CUADRO NUM. 4.

Diámetro del tubo en pulgadas	Tiempo en minutos transcurrido para obtener una pérdida de presión de 1 psi.
6	2.7
8	3.7
10	4.7
12	5.7
15	7.1
18	8.5
21	9.9
24	11.3

# FIGURA 5

COMPRESOR Y TANQUE  
DE AIRE MONTADO -  
SOBRE UN. CARRITO ,CON  
MANGUERAS , MALACATE  
Y TABLERO DE INSTRU -  
MENTOS .



PROBADOR DE AIRE A BAJA PRESION PARA -  
DETERMINAR LA IMPERMEABILIDAD DE LAS LINEAS  
DE ALCANTARILLADO NUEVAS .

### 10.3.7 Tubos colados en sitio.

La construcción de conductos de concreto se puede hacer por dos métodos a saber:

- 1.- Fabricar los tubos en una instalación cercana al lugar donde se van a instalar.
- 2.- Fabricarlos en sitio. Este último procedimiento suele usarse cuando se trata de conductos de 1.20 m. de diámetro o mayores. Para diámetros menores suelen resultar mas económicos los conductos prefabricados, ya sean de concreto o de barro vitrificado.

La preparación de la cimentación para el conducto de concreto es análoga a la necesaria para un conducto de tabique. Si el terreno se presta para ello se da a la cepa la forma de la parte exterior del conducto y se cuela el concreto directamente sobre ella. En materiales blandos ésto daría un mal soporte a un conducto con la parte externa redondeada, en estos casos se hace la zanja con el fondo horizontal a nivel y se cuela sobre el terreno blando una plantilla de concreto pobre que servirá como base; esta base podría construirse sobre pilotes en caso de terrenos extremadamente blandos.

Si el fondo del conducto es tan plano que el concreto pueda colarse sin necesidad de cimbras interiores, la forma del fondo puede lograrse pasando un escantillón sobre la superficie de concreto, guiada sobre 2 cimbras o sobre una cimbra y el frente del trabajo ya terminado.

Si hay que utilizar cimbras interiores se fabrican en tramos de 3.6 a 4.8 m., si se trata de cimbras de madera y de 1.5 m. de longitud en el caso de formas de acero. La cimbra interior se

sostiene mediante bloques de concreto prefabricados, colocados bajo ella. Se mantienen en su posición mediante pedazos de madera clavados a la forma exterior o mediante cuñas ajustadas contra la pared de la zanja. En algunos conductos, especialmente cuando se usan formas de acero la cimbra interior se cuelga por medio de cadenas de puntales colocadas al eje de la zanja. Se sitúa fácilmente la forma para que la pendiente sea la debida, ajustando los tensores y después se le ponen cuñas para impedir que el desplazamiento hacia los lados o hacia arriba cuando se cuele el concreto. Puede ser necesario poner pisos en las formas para evitar la flotación.

La sección del conducto se puede construir de una sola pieza o en dos o tres partes. Si se cuele como una sola pieza se completa toda la forma alrededor hasta donde sea posible, sin que interfiera demasiado con la colocación y la compactación del concreto. El concreto se vierte por la parte superior procurando que vaya alcanzando la misma altura por ambos lados de la forma y se comprima al mismo tiempo que se va vertiendo. Los paneles restantes de la forma exterior se van colocando a medida que sube el concreto. En la parte superior de la forma exterior de la bóveda se deja la apertura, de una anchura tal que pueda sostenerse el concreto sin soporte. El colado de una atarjea de una sola pieza es difícil y en general no es conveniente, a causa de la incertidumbre que se tiene en el colado del trabajo que pueda lograrse. Sin embargo tiene la ventaja de eliminar las juntas longitudinales en la atarjea, que pueden permitir la entrada de agua ó constituir líneas de poca resistencia.

Si la atarjea se va a colar en dos secciones la base se cuele desde el eje del conducto o desde mas arriba. Se coloca en la superficie del concreto fresco una madera triangular o rectangular, bien engrasada por la parte del conducto con el concreto para formar la junta y el nuevo colado. Una vez que ha fraguado el concreto de la base se pone la forma o cimbra de la bóveda y se cuele ésta.

Los colectores grandes, con fondo relativamente plano se cuelan en dos o tres secciones. Primero se vierte el concreto para la base sin utilizar formas y se le da su perfil con una regla. Se cuelan al mismo tiempo unos 15 cm. de pared vertical. Esto sirve de soporte para las paredes laterales. Las paredes laterales llegan hasta la línea de iniciación de la bóveda y se rellenan después de que se ha asentado la base. En la tercera etapa se cuela la bóveda. Al terminar el trabajo de cada día se hace una junta transversal, para lograr el sello con el próximo sector que se cuele.

La longitud de la forma que se use y la capacidad de la instalación, deben ser tales que se pueda colar en una sola operación una unidad de la base, la pared lateral o la bóveda. El encofrado se deja en su misma posición hasta que el concreto se ha asentado. El correspondiente a la base y a las paredes laterales, permanece en su lugar en general dos días, por lo menos, y en tiempo frío más. El encofrado de la bóveda se deja doble tiempo. Por ejemplo, si se pueden colar en un día 6 m. de base y de bóveda, se necesitarán 18 m. de encofrado para base y 30 m. de encofrado para bóveda. Al ir quitando formas hay que moverlas hacia adelante, pasando a través de las que todavía están en su lugar. Por esta razón es muy ventajoso el encofrado desmontable y convenientes las formas de acero. Los encofrados de madera para bóvedas se desmantelan algunas veces y se trasladan en secciones hacia adelante, pero son preferibles los desmontables como se muestra en la Fig. 6 , que pueden moverse sobre rodillos o sobre ruedas.

#### 10.3.8 Relleno de cepas y reposición de pavimentos.

Para evitar desplazamientos en las tuberías recién instaladas y evitar asentamientos en la superficie del terreno, es necesario rellenar y compactar cuidadosamente las cepas.

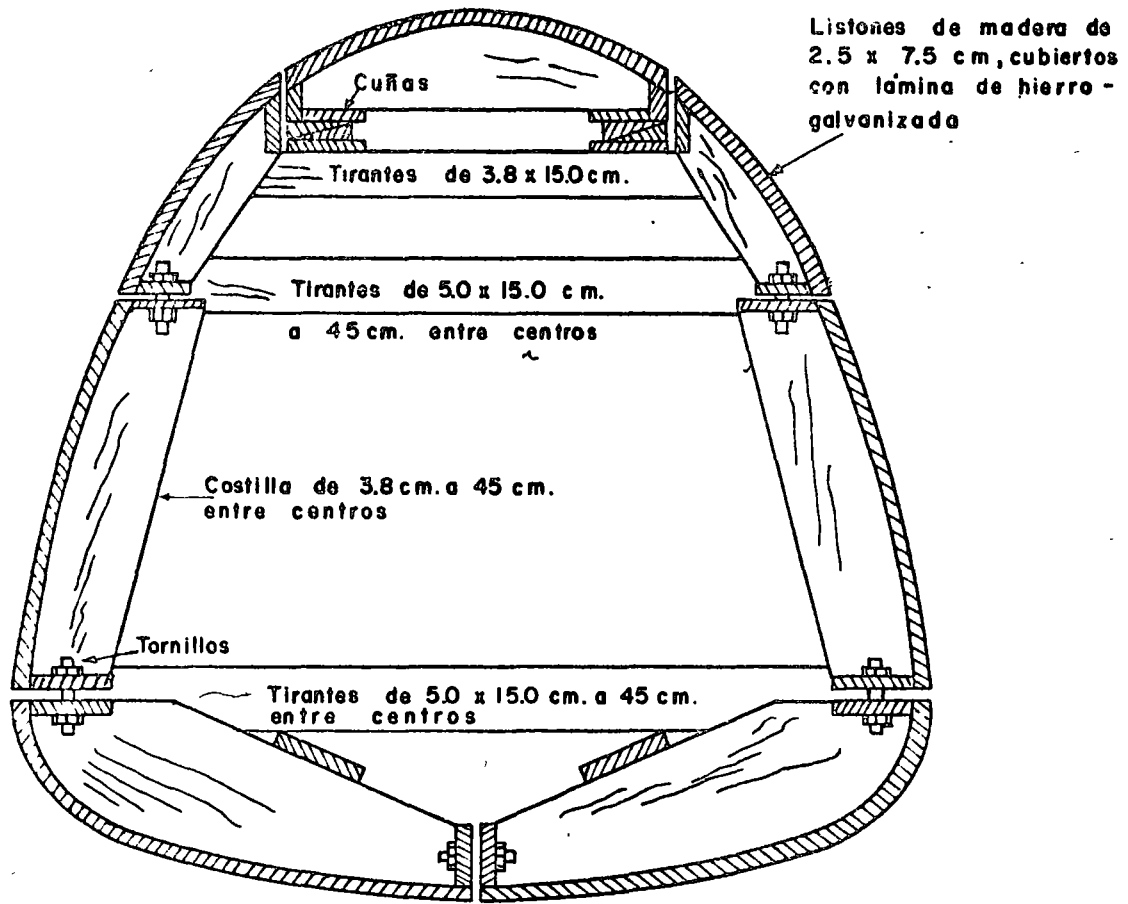
Lo normal es rellenar con tierra limpia, arena, arcilla o cualquier material fino hasta 60 cm. encima de la clave del tubo, apisonando con pisón de mano en capas de 20 cm. de espesor y cuidando la compactación a los lados del tubo mediante un "acostillador".

A partir de esa altura ya se puede usar material que contenga piedras y se puede apisonar con un pisón mecánico, como la "bailarina" o el pisón de plancha. El material de relleno debe estar ligeramente húmedo para lograr su máxima compactación.

En calles donde hay que reponer el pavimento, es buena práctica dejar un bordo de tierra de unos 10 cm. por encima del pavimento, durante unos quince días, para que el tránsito de vehículos ayude a la compactación de las últimas capas.



FIGURA 6



#### 10.4 Conductos en túnel.

El mejor ejemplo de construcción de un alcantarillado en túnel, lo tenemos precisamente en la Ciudad de México, en la construcción del Drenaje Profundo de la Ciudad.

Como todos sabemos el Interceptor Central y el Interceptor Oriente tienen una sección circular de 5 m. de diámetro, longitudes de 7.8 y 10.2 kilómetros respectivamente y su capacidad es de 90 y 110 m<sup>3</sup>/seg. respectivamente; ambos están construidos a una profundidad media de 30 m. El Emisor Central tiene diámetro de 6.50 metros, longitud de 50 kilómetros y capacidad de 200 m<sup>3</sup>/seg. Su velocidad de diseño es de 6 m /seg. Estos túneles están excavados en roca y en terrenos arcillosos típicos de la Ciudad de México.

##### 10.4.1 En roca.

"Se atacaron con los procedimientos convencionales para terrenos compactos y rocosos, utilizando explosivo para el avance y extracción del material con botes; en túneles se acarrió a la lumbrera con vagonetas sobre rieles para la rezaga del material movido. Los trenes de vagonetas se jalaban con locomotoras eléctricas.

Para soporte se utilizaron marcos de acero y madera de retaque.

La sección de excavación del túnel fue en herradura y en ocasiones cuando el material lo permitió se utilizó "concreto lanzado" (Shotcrete) para estabilizar las paredes y clave del túnel.

El control de filtraciones dentro del túnel es un concepto muy importante dentro de la planeación de la obra.

Desde la construcción de las lumbreras, la existencia de fuertes caudales de agua interrumpió constantemente el trabajo, señalando la necesidad de considerar nuevamente el problema y plantearlo para aplicar soluciones más radicales; llegó a bombearse un gasto de filtraciones cercano a  $4 \text{ m}^3/\text{seg}$ . En algunas lumbreras, como la 5, se extrajeron  $0.200 \text{ m}^3/\text{seg}$ . y la 12  $1 \text{ m}^3/\text{seg}$ . En algunos tramos de fuerte filtración o donde se encontraron paredes de estabilidad peligrosa, se hicieron tratamientos con inyecciones de morteros y geles o se procedió a colar el revestimiento de concreto.

En el tramo del túnel que está cercano al portal, los materiales arcillosos ahí existentes hicieron necesario usar el procedimiento de construcción mediante un escudo diseñado y construido exprofeso. Después, donde la arcilla se presentaba más compactada, se tuneleó sin escudo atacando el frente con herramientas de aire comprimido y rezagando con vagonetas hasta la lumbrera próxima desde donde se hizo el manteo.

Como se expresó antes, con objeto de conocer en forma más precisa los esfuerzos a que estarán sujetos los marcos de ademe del túnel y el revestimiento de concreto, a fin de hacer el uso más seguro y económico de los materiales, se llevaron a cabo estudios geológicos y de mecánica de roca en los frentes del Emisor Central y de sus lumbreras, instrumentando tramos del túnel y recabando los reportes de observaciones.

El reporte del personal encargado de la instrumentación contiene los datos geológicos, petrográficos y el dibujo de los perfiles geológicos de los distintos tramos del túnel del Emisor Cen

En el diseño del equipo y maquinaria por emplearse en los túneles profundos se aprovechó la experiencia ganada durante la construcción de la sustitución de la prolongación sur del Gran Canal por un túnel y algunos tramos de colectores construidos también en túnel.

En dichas obras se utilizó un escudo de 4 m. de diámetro, que trabajó a una profundidad entre 10 m. y 12 m., rezagando el material por licuación y bombeo y no se requirió de aire comprimido.

Para los túneles de los interceptores, que se construyeron a más de 30 m. de profundidad, se prepararon cinco escudos adaptados a las previsibles condiciones del subsuelo de la Ciudad de México, los cuales utilizaron licuadoras basadas en los prototipos hechos en México para rezagar por bombeo; también se pudieron aplicar presiones de aire hasta de 2 atmósferas para contrarrestar la tendencia del frente a moverse hacia el interior del túnel o para evitar pérdidas de agua al cruzar lentes arenosas. La estabilización del frente pudo hacerse también con lodo bentonítico.

El equipo se proyectó para que el compartimiento de ataque esté a presión. El ataque se obtiene por medio de una acción oscilatoria de la cabeza de corte la cual está accionada por un sistema de gatos hidráulicos, el giro máximo es del orden de 70° y es suficiente para que 6 brazos simétricamente dispuestos y provistos de dientes ataquen el material del frente. Una fuerza de 500 toneladas de empuje se le puede aplicar a la cabeza de corte la cual se puede desplazar 42 cm. dentro de su compartimiento; además el escudo está equipado con 22 gatos principales para su avance, los cuales dan un empuje de 1,300 toneladas. La rezaga se retiraba de la cámara de excavación a través de 2 tuberías colocadas en la parte inferior en donde se encuentran 3 coronas de aspás que licuaban el material previamente a que fuera bombeado a la superficie.

tral, y de las lumbreras, a medida que avanzaba la construcción, con información, observaciones y sugerencias relacionadas con las condiciones de trabajo de los marcos de ademe.

La instrumentación para realizar los estudios de mecánica de rocas consistió en la instalación de estaciones para medición de esfuerzos en los marcos de ademe y de deformaciones del macizo rocoso, en distintos lugares del Emisor.

Cada estación de medición consistía en la instalación de un grupo de celdas de carga en los marcos, que variaban de 2 a 3 en cada uno, para llevar los registros sistemáticos de observaciones de las variaciones de carga sobre dichos marcos.

Las estaciones de medición para conocer las deformaciones de la roca en las paredes y techo del túnel; consistieron en la instalación de un grupo de 3 extensómetros de posición múltiple con 8 anclas cada uno y llevan los registros de observaciones de los datos aportados por los instrumentos, respecto a las deformaciones del macizo rocoso.

El revestimiento final de los túneles de acuerdo con los planos estructurales de cada tramo se realizó con cimbra metálica deslizante, concreto colado con bombas y preparado en plantas que garantizaran el programa de construcción.

Después del colado se efectuaba la inyección a presión para evitar huecos entre el revestimiento y el terreno".

#### 10.4.2 En terreno suelto.

"Los problemas constructivos de túneles en el subsuelo arcilloso de la Ciudad de México son considerables, máxime si su profundidad es cercana a los 30 m. desde la superficie.

La presión se mantenía en el frente de trabajo, ya sea por una válvula de recirculación o por el inyectado de lodo bentonítico, agua o aire a presión.

Una pequeña cámara de compresión y descompresión está colocada en la mampara estanca para permitir el acceso a la cámara del frente y efectuar trabajos de mantenimiento a los cortadores o cualquier otra contingencia que requiera personal en el frente de trabajo por períodos cortos. El usar presión de un fluido para mantener estables las condiciones del frente de trabajo dentro de una cámara es una novedad para la Ciudad de México y representa un considerable avance en los métodos de túneles en materiales blandos o arcillosos.

El escudo está equipado con brazo erector para la colocación del revestimiento primario, el cual está formado por piezas de concreto precolado (dovelas). El resto del equipo complementario consiste en 4 plataformas de rastras en las cuales están colocados, en la primera de ellas el brazo erector de dovelas, las bombas capaces de mover la rezaga a la superficie o recircularla en el frente de trabajo, en la segunda se encuentran las bombas para proporcionar el fluido hidráulico que mueva tanto los gatos principales como los que mueven la cabeza de ataque. La tercera consta de equipo hidráulico de emergencia idéntico al que lleva la número 2.

En la No. 4 se encuentra colocado propiamente todo el control eléctrico para protección y operación del equipo, incluyendo un transformador de 1,000 KV. con entrada de alta tensión de 2,300 Volts y salida de 440 Volts. El peso de la unidad principal, o sea el escudo con su herramienta de ataque y gatos principales para el desplazamiento, tienen un peso cercano a 160 toneladas y el resto del equipo alrededor de 200 tons."

## 10.5 Cruces con otras estructuras.

### Hincado de tubos.

Con frecuencia se requieren nuevos lugares para colocar alcantarillas, colectores, conductos de servicio, pasos inferiores, etc. especialmente bajo ferrocarriles, caminos, calles, diques y otras obras de ingeniería ya existentes. Los 4 métodos que pueden emplearse para estas instalaciones son: zanja abierta; empleo de gatos mecánicos; túnel y perforación con barrena. Tales métodos se describen en este capítulo.

El método por zanja abierta es el más comunmente empleado ya que se adapta muy bien a construcción nueva y a reemplazos o reparaciones bajo terraplenes de poca altura y en zonas de poco tránsito.

La instalación por medio de gatos mecánicos, empleada en los últimos 25 años, presenta ventajas importantes, tales como la protección de la vida humana e instalaciones costosas de la superficie y la preservación continua del tránsito moderno.

Diámetros.- Por medio de gatos se han instalado tubos de diámetros comprendidos entre 76 y 244 cm., sin que las estructuras de la superficie hayan sufrido asentamiento y sin interrupción del tránsito; sin embargo, los diámetros más comunes instalados por este método están comprendidos entre 76 y 152 cm. Una de las condiciones esenciales para estas instalaciones es que el diámetro de 91 centímetros será el mínimo que debe usarse para un hombre de estatura normal; con respecto al diámetro máximo, éste depende de varios factores, de los cuales los principales son: condiciones del terreno, altura de la cubierta encima del tubo y seguridad para los trabajadores.

Longitudes.- La longitud de tubo que puede instalarse por este sistema es variable y depende de su diámetro, de las condiciones del terreno y de las presiones que se requieran para el empuje del conducto. Por tales motivos debe hacerse una investigación detallada de dichos factores antes de iniciar una obra que exija totalmente el método de gatos. Se han instalado longitudes hasta de 60 metros; para lograr ésto, las condiciones del terreno deben ser ideales y el trabajo debe hacerse día y noche, sin interrupción hasta terminar, pues de lo contrario existe el riesgo de que el tubo se "atasque" haciendo casi imposible el empujarlo de nuevo. Si el tubo se atasca, es posible en la mayoría de los casos, trasladar el equipo al lado opuesto del terraplén o calle, e instalar el resto de manera que corresponda con el extremo del tubo ya colocado; naturalmente que para hacer coincidir los 2 tramos, el alineamiento y la pendiente deberán controlarse, corrigiendo cualquier desviación conforme se vaya presentando.

Altura de la Cubierta sobre la Estructura.- El espesor de la cubierta sobre un tubo instalado por este método bajo una vía férrea deberá ser por lo menos igual al diámetro del tubo y en ningún caso menor de 91 cm., para poder perforar en terreno firme de bajo del balasto; bajo caminos con losa de concreto reforzado, la cubierta puede reducirse al mínimo requerido para dejar una capa de tierra entre la superficie inferior de la losa y la corona del tubo. Sin embargo, tratándose de pavimentos bituminosos, la cubierta deberá ser igual a la indicada anteriormente para ferrocarriles.

Aceptación.- Este método para instalar nuevos conductos ha sido un procedimiento normal en la mayor parte de los ferrocarriles y numerosos departamentos de caminos, teniendo buenos resultados en economías de tiempo, dinero y materiales, más un factor de seguridad, el cual es muy importante en el manejo del tránsito moderno. También se descartan el costo y las molestias de reparaciones frecuentes al terraplén o calle debidas al asentamiento inevitable, que generalmente resultan usando el método de zanja abierta. Cuando se trata de obras en diques de protección, el empleo de gatos evita el destruir o dañar terrenos valiosos y la construcción de diques auxiliares.



Procedimiento por Medio de Gatos.

Pruebas del Terreno.- Este método no debe intentarse en arena seca; en terreno formado por grava que contiene piedras grandes; a través de terraplenes en donde existan troncos de madera o cepas, o bien en donde sea impráctico o costoso rebajar el manto freático más abajo de la excavación.

Cuando el terreno indique condiciones dudosas debe explorarse mediante perforaciones antes de decidirse al empleo de este procedimiento. Estas pruebas no originan gastos elevados ni pérdidas de tiempo.

Zanja de Acceso.- Cuando el tubo va a ser introducido por medio de gatos a través de terraplenes mayores que su diámetro, más la cubierta mínima requerida, no se necesita el foso de trabajo. Sin embargo, es conveniente excavar una zanja de acceso en el terraplén lo suficientemente amplia y larga para dejar una altura de trabajo de 90 cm. o más sobre el tubo; esta altura de trabajo debe entibarse cuidadosamente para evitar el deslizamiento o socavación del terraplén. En un rincón de la zanja de acceso debe dejarse espacio suficiente para un sumidero.

Apoyo para los Gatos y Gufas para El Tubo.- Se requiere un apoyo resistente en la parte posterior para soportar el empuje de los gatos. La introducción de un tubo a través de 20 a 25 metros en un suelo bastante bueno frecuentemente desarrolla resistencias de 150 a 300 toneladas. El apoyo posterior generalmente se hace con madera de gran escuadría.

Las piezas de madera o rieles que sostienen el tubo conforme se empuja deben colocarse en perfecto alineamiento y pendiente y deben rectificarse por lo menos una vez en cada turno, a medida que progresa la obra.

Requisitos del Tubo para Empuje con Gatos.- El tubo corrugado que se usa en este procedimiento deberá tener los extremos en cada tramo especialmente preparados para unirlos en el terreno mediante remachés o pernos. Se recomienda el uso de una banda de acoplamiento para reforzar el extremo que recibe el empuje, especialmente tratándose de líneas largas o diámetros grandes. Cuando se usa el sistema de empuje a través de terrenos sueltos o de grava, deben colocarse planchas lisas y delgadas, empernadas a la parte superior y fondo de los tramos de tubo.

Equipo.- El equipo necesario para la instalación con gatos incluye una planta de fuerza eléctrica para las luces, bombas, herramientas para excavar, equipo para el acarreo del material excavado y gatos. Frecuentemente se justifica el empleo de un compresor de aire para las palas y perforadores neumáticos y para llevar aire puro al frente de trabajo dentro del tubo; cuando se trata de tubo de 122 cm. de diámetro o mayor, resulta económica una carretilla de mano; para tubos de menor diámetro se usan carritos que llevan el material mediante cables.

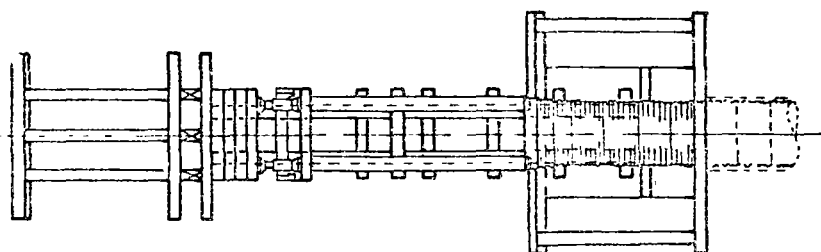
Cualquiera de los tipos de gatos mecánicos que se encuentran en el mercado puede usarse, siempre que tengan una capacidad mínima de 35 toneladas y sean operados en pares; el alcance de los gatos deberá ser por lo menos de 33 cm. Para iniciar la introducción del tubo se pueden usar gatos más pequeños que los mencionados anteriormente.

Cuadrilla de Trabajo.- Un capataz y 4 hombres en cada turno son suficientes para la operación; sin embargo, durante el trabajo preliminar de excavación de la zanja de trabajo y colocación del apoyo exterior puede emplearse un número mayor de hombres ó sea el equivalente a 2 cuadrillas.

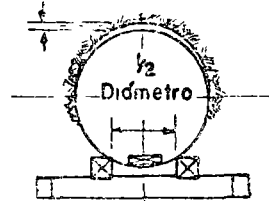
Un hombre excava en el interior; otro carga el carro de tierra; los otros 2 extraen el material excavado y operan los gatos; todos ayudan a bajar un tramo del tubo a la zanja y a hacer el empalme en la junta.

Operación del Empuje con Gatos.-- A medida que se extrae el material se empuja el tubo, siguiendo de cerca la excavación; la distancia que se excava adelante del borde del tubo raras veces excede 30 ó 50 cm.; algunos suelos muy flojos obligan a reducir esta distancia a unos 10 cm.

La excavación debe hacerse unos 3 cm. mayor que el diámetro exterior del tubo en la parte superior, disminuyendo esta distancia hacia el fondo.

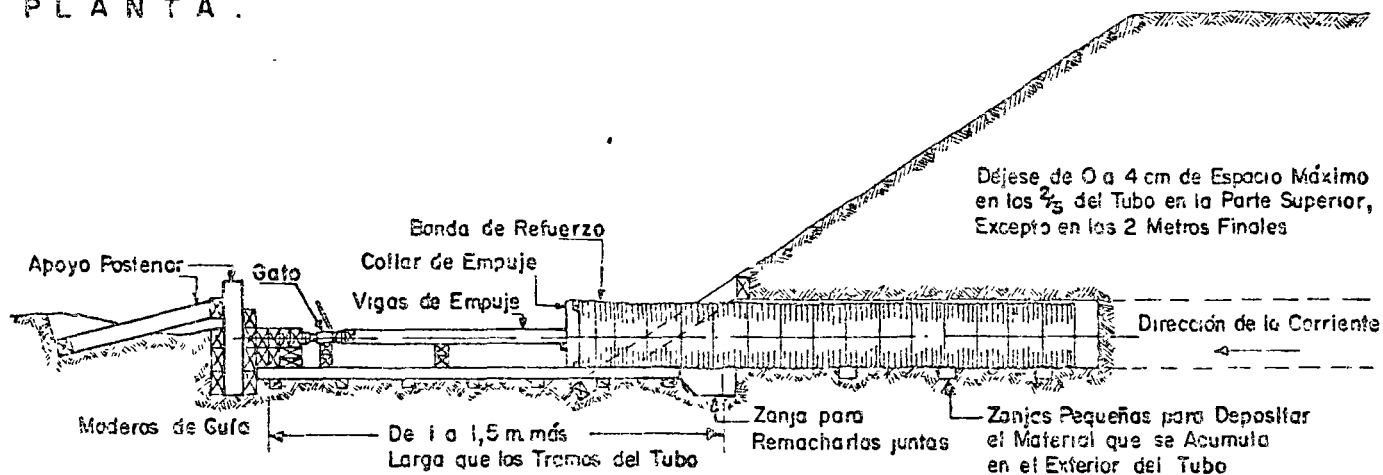


máximo espacio 4cm



Sección Transversal Mostrando los Maderas de Gufa

PLANTA .

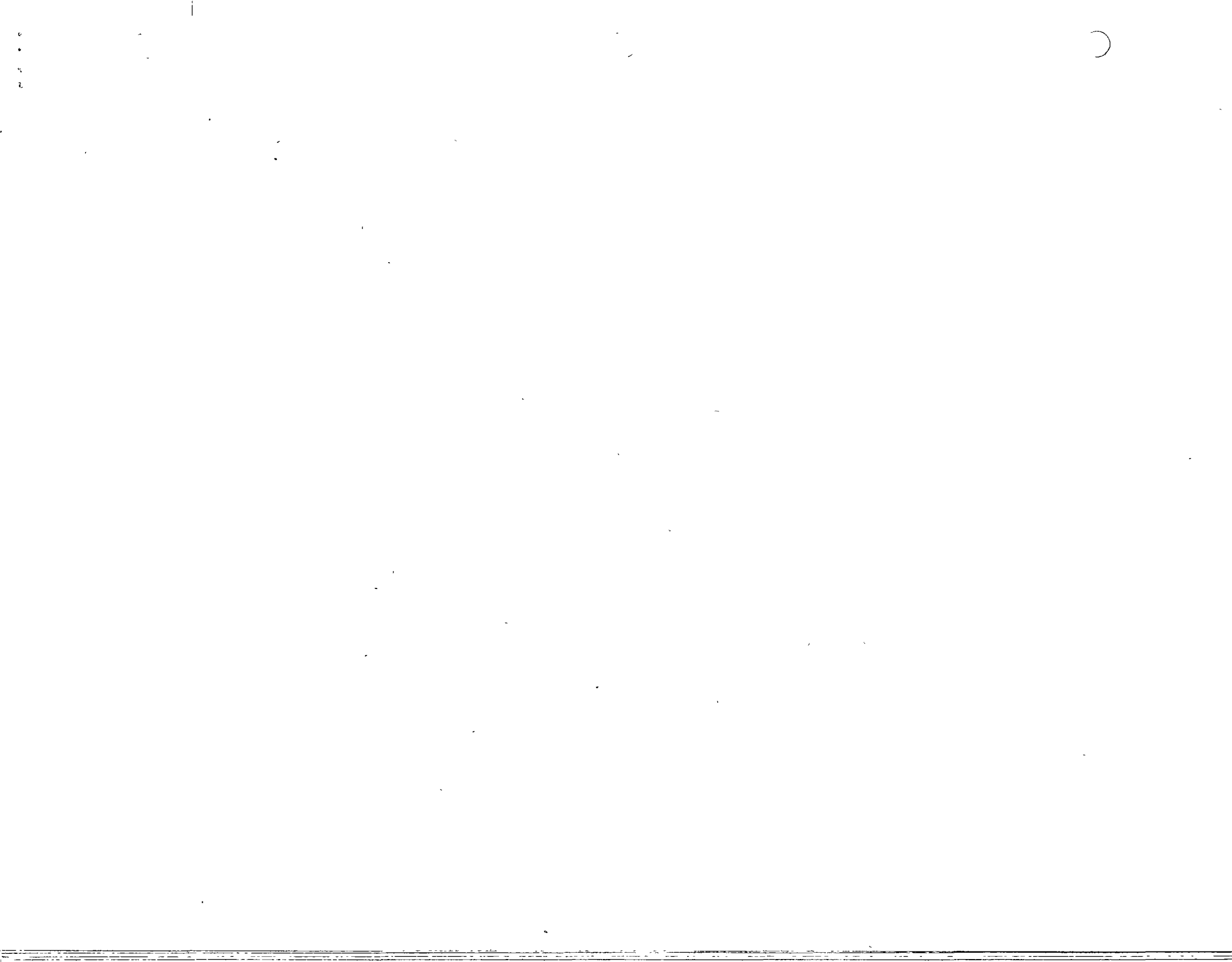


Déjese de 0 a 4 cm de Espacio Máximo en los  $\frac{2}{3}$  del Tubo en la Parte Superior, Excepto en los 2 Metros Finales

Apoyo Posterior Gato Bonda de Refuerzo Collar de Empuje Vigas de Empuje Maderas de Gufa De 1 a 1,5 m más Larga que los Tramos del Tubo Zanja para Remacharlas juntas Zanjas Pequeñas para Depositar el Material que se Acumula en el Exterior del Tubo Dirección de la Corriente

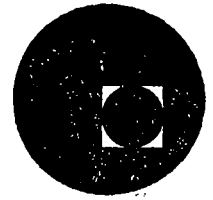
ELEVACION

DISPOSICION PARA UNA OPERACION TIPICA DE EMPUJE CON GATOS.





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam

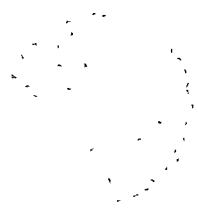


**CURSO: "SISTEMAS DE ALCANTARILLADO"**



**Ing. Francisco Garza Maldonado**

**Julio, 1977**



THE UNIVERSITY OF CHICAGO  
LIBRARY  
540 EAST 57TH STREET  
CHICAGO, ILL. 60637

## T E M A XI.

### "PRESUPUESTO Y COSTOS DEL SISTEMA".

#### 11.1 Integración de Costos.

Un presupuesto detallado del costo de una obra se prepara de terminando los costos de:

- 1.- Materiales.
- 2.- Equipos de Construcción.
- 3.- Mano de Obra.
- 4.- Indirectos y Utilidad.

11.1.1 Conceptos de Obra, denominaciones, cantidades y unidades de medida, especificaciones de ejecución (calidad y tiempo de ejecución incluidos).

Para preparar un presupuesto de obra hay que dividir el proyecto en todas las operaciones que se requieran. En la medida en que sea posible estas operaciones deberán aparecer en el presupuesto, en el orden en que se vayan a llevar a cabo en la construcción de la obra. Ejemplo:

- 1.) Limpieza de un lote.
- 2.) Construcción de oficinas y talleres provisionales.
- 3.) Ruptura de pavimentos.
- 4.) Excavación a mano, en seco, para zanjas en material I, II y III.
- 5.) Excavación a mano, en agua, en materiales I, II y III.
- 6.) Excavación a mano para desplante de estructuras, en seco, en materiales I, II y III.



- 7.) Excavación a mano para desplante de estructuras, en agua, en materiales I, II y III.
- 8.) Excavación con máquina, para zanjas, en material I, en seco y en agua.
- 9.) Excavación con máquina, para zanjas, en material II, en seco y en agua.
- 10.) Plantilla apisonada, relleno de zanjas y bombeo de achi que.
- 11.) Ademe de madera.
- 12.) Fabricación de tuberías de concreto simple y reforzado.
- 13.) Instalación de tuberías de concreto simple y reforzado.
- 14.) Construcción de pozos de visita tipo "común y especial"
- 15.) Brocales y tapas para pozos de visita y cajas de caída.
- 16.) Conexiones domiciliarias.
- 17.) Coladeras pluviales de pozo y banqueteta.
- 18.) Reposición de empedrados, pavimentos y banquetas.

11.1.2 Análisis de precios de cada concepto por contratación ó administración.

Sea que la obra se vaya a ejecutar por contrato ó por administración, el análisis de los precios se hace a partir de los costos unitarios; añadiendo los indirectos y utilidad para integrar el precio unitario en el caso de contrato ó el porcentaje por administración, en su caso.

Las dos modalidades más usuales de contratación son: a precio alzado y por "precios unitarios", en la primera el contratista se obliga a ejecutar el total de la obra en un precio fijo e invaria

ble; en la segunda, el precio total puede variar, dependiendo de la variación de los volúmenes de obra realmente ejecutados con respecto a los presupuestados; los precios unitarios no sufren modificación a lo largo de toda la obra, salvo acuerdo de ambas partes (contratante y contratista).

### 11.1.3 Cargos que integran el precio. Directos, indirectos, utilidad y otros adicionales.

Se llama cargos directos a los costos debidos al personal, maquinaria, herramienta, etc., que intervienen directamente en la operación de construcción de que se trate; por ejemplo: en la excavación a mano de una cepa, intervienen:

- a).- Un cabo.
- b).- Un peón.
- c).- Pago del Seguro Social para ambos.
- d).- Herramientas.
- e).- Tarimas (en caso de que haya traspaleo vertical).

Los cargos indirectos son todos aquellos gastos debidos a personal, servicios, etc., que siendo necesarios para el funcionamiento de la empresa constructora no intervienen directamente en la operación constructiva, por ejemplo:

- a).- Supervisión.
- b).- Administración en Obra.
- c).- Administración central.
- d).- Construcciones provisionales en obra.
- e).- Transportes.
- f).- Fletes.

- g).- Almacenaje.
- h).- Seguros.
- i).- Fianzas, etc.

Hay que tomar en cuenta que una empresa constructora trabaja para ganar dinero, es decir no puede escatimársele su derecho a una utilidad legítima.

#### 11.1.4 Cargos Directos.

Por mano de obra, materiales, maquinaria, herramienta y otros.

Al estimar los cargos por mano de obra, es indispensable considerar los salarios reales y ~~no~~ los salarios base del personal, pues como lo analiza la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, los días pagados en un año son 381.5, mientras que los días trabajados son sólo 295.83; además hay que pagar 5% de "INFO-NAVIT" y 1% de "EDUCACION", por lo tanto la relación de salario real a salario base es:

$$\frac{\text{Días pagados}}{\text{Días trabajados}} \times 1.06 = \frac{381.5}{295.83} = 1.37$$

#### Cargo por Materiales.

En este renglón hay que tomar en cuenta que el costo sea el real, es decir precio de adquisición, considerando el descuento, si lo hay, y el 4% de impuesto sobre ingresos mercantiles. Además en la utilización de cualquier material se tiene un desperdicio por manejo y por tanto hay que considerarlo en los costos.

Los desperdicios normales en tuberías de drenaje son: 4% para tuberías de concreto sin reforzar y 1% para tuberías de concreto reforzado.

#### Cargo por Maquinaria.

Mientras no se tenga una base propia para determinar el costo de la maquinaria de construcción, se adoptan los factores del catálogo de cargos fijos de maquinaria de construcción de la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, y con ellos se fijan:

- 1).- El Cargo Anual en porciento de la Inversión.
  - a).- Depreciación.
  - b).- Reparaciones Mayores.
  - c).- Intereses, impuestos, almacén y Seguros.
  - d).- Cargo fijo total.
- 2).- Uso medio en meses por año.
- 3).- Cargo mensual en % de la Inversión.

Como todos los cargos anteriores se expresan en un % de la inversión inicial y como es usual considerar que la máquina trabajará 200 horas/mes en promedio, su costo horario se obtiene así:

#### COSTO HORARIO (por máquina):

$$1).- \text{ Cargos Fijos } \frac{\$}{\text{hora}} = \frac{\text{Inversión Inicial} \times \text{Cargo Mensual}}{200 \text{ h/mes.}}$$

2).- Consumos de combustibles, lubricantes, cables, "dientes", filtros, etc., se obtienen de los datos de la máquina proporcionados por el fabricante ó distribuidor.

3).- Mano de Obra de:

a).- Operador.

b).- Ayudante.

c).- Seguro Social de ambos.

Con la suma de estos tres conceptos obtendremos el COSTO HORARIO DE LA MAQUINA.

En seguida determinamos el rendimiento horario de la máquina, utilizando la siguiente fórmula:

$$R = \frac{V \times E \times F}{C \times A} = \frac{3,600 \times V \times E \times F}{C \times A}$$

donde:

R = Rendimiento horario de la máquina.

V = Volumen nominal del cucharón.

E = Eficiencia de obra, por condiciones de trabajo, por calidad del control (administración, residencia), por espacio disponible para movimiento de máquina, por "balanceo" de equipo, etc.

Para zona A : 81%

" " B : 75%

" " C : 69%

F = Factor de llenado del bote, variable con la clase de material y con la profundidad.

C = Ciclo de la draga. Variable con la clase de material, con la profundidad, con la descarga (libre o directa a camión) y con la zona (presencia de instalaciones).

En segundos.

A = Factor de abundamiento del material, variable con la clase.

Para Mat. I : 1.30

Para Mat. II : 1.35

En esta fórmula son conocidos los valores de V y A; los valores de E, F y A se fijan en función de la zona y del material en que se esté trabajando. El valor de C es característico de la máquina, por tanto puede tomarse del cuadro de datos proporcionados por el fabricante.

Una vez determinados el costo horario y el rendimiento horario de la máquina, se obtiene el costo unitario dividiendo el primero entre el segundo.

#### 11.1.4 Cargos Indirectos.

Los cargos fijos que pueden cobrarse a una obra involucran muchos puntos que no pueden clasificarse como materiales, equipo de construcción ó mano de obra. Algunas compañías constructoras dividen los cargos fijos en dos categorías: cargos fijos de obra y cargos fijos generales.

Los cargos fijos de obra incluyen aquellos costos que pueden cobrarse específicamente a un proyecto. Estos costos son los sueldos del superintendente de la obra y otros tipos de personal, así como el costo de servicios, enseres, ingeniería, pruebas, dibujos, rentas, permisos, seguros, etc., que puedan cargarse directamente a la obra.

Los cargos fijos generales con un porcentaje de los costos incurridos en la Oficina general de la compañía. Estos costos incluyen salarios, renta de oficina, enseres, seguros, impuestos, bodegas y almacenes y otros gastos de la compañía que no pueden cargarse directamente a una obra específica.

#### 11.1.5 Utilidad y cargos adicionales.

Además de la utilidad pueden existir otros cargos por atención a clientes, visitas de grupos a la obra, etc., que se analizarán en cada caso.

#### 11.2 Presupuesto del Proyecto.

Para integrar el presupuesto de la construcción de una obra cualquiera, hay que partir de una cuidadosa cuantificación de los volúmenes de obra que intervienen.

Luego se listan los conceptos de obra, normalmente en el orden en que se ejecutará la construcción, se analiza cada precio unitario y se redacta el presupuesto, con el siguiente formato:

Columna	1:	-	Partida.
"	2:	-	Concepto.
"	3:	-	Unidad.

Columna 4: - Cantidad.  
" 5: - Precio Unitario.  
" 6: - Importe.

NOTA: Los precios unitarios que aparecen en el presupuesto están integrados por la suma del costo directo, más costo indirecto más utilidad, de forma que la suma de las partidas que intervienen es el precio total de la obra.

#### 11.2.1 Programación de Construcción.

(Ver inciso 10.7 del Tema X.)

#### 11.2.2 Presupuesto base.

Se llama así al presupuesto preparado por el proyectista de una obra, con objeto de dar al cliente una idea precisa del precio. En rigor de verdad se trata de un presupuesto muy bien elaborado que sólo puede diferir del presupuesto del contratista en algunos costos locales específicos ó en el uso de una maquinaria o equipo diferente al considerado por el proyectista. Este presupuesto sirve de base para las licitaciones ó concursos.

#### 11.2.3 Control de construcción y contabilidad de costos.

Al iniciar una obra debemos fijar ciertas normas para el control de la operación del equipo, tales como:

- 1).- Programación de las horas que debe trabajar el equipo.



- 2).- Consumo normal de combustibles y lubricantes.
- 3).- Costo normal y frecuencia de las instalaciones.
- 4).- Actividades que debe desarrollar y la forma en que de be efectuarse.
- 5).- Rendimiento horario esperado.

Una vez establecidos los parámetros de producción, se proce de al control, que consiste en comparar los resultados reales con los pronosticados y en caso de que existan diferencias se investi gan las causas y se corrigen, modificando si es necesario el proce so constructivo.

Se formulan reportes por escrito de la producción diaria ó semanal y se costean. El costo directo puede conocerse diariamente, ó hasta en forma horaria; si nos interesa, puesto que co nocemos el costo horario del equipo y su rendimiento medido en obra. Dividiendo costo entre rendimiento se obtiene el costo uni tario.

Por esta razón el control puede hacerse sobre la producción de la máquina, lo que equivale a vigilar automáticamente los cos tos de construcción.

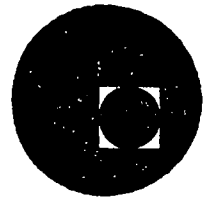
Las operaciones que se hagan manualmente se vigilan mediante "tomadores de tiempo" que reportan a la oficina de la obra costos y rendimientos. Un control muy efectivo de las operaciones manua les consiste en "destajearlos". El control más efectivo de horas máquina trabajadas se logra mediante el uso de horógrafos instala dos en las máquinas.

Julio 25/77

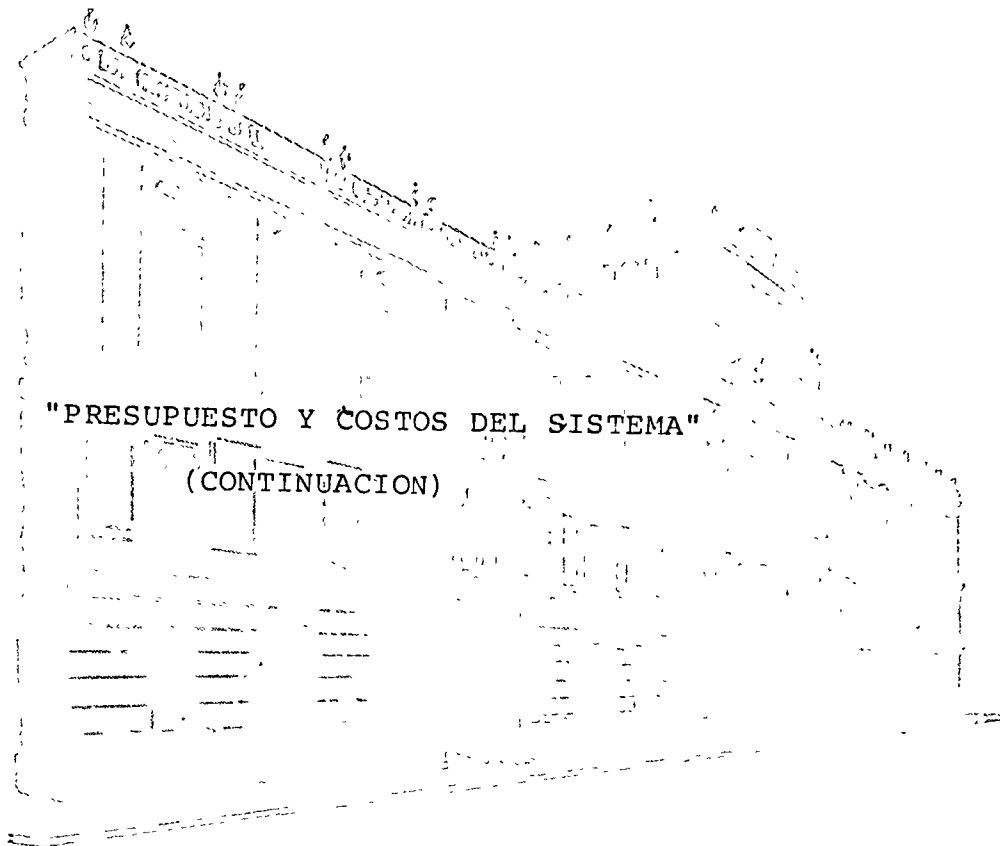
FGM/gmg.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: "SISTEMAS DE ALCANTARILLADO"



Ing. Francisco Garza Maldonado

Julio, 1977

## T E M A X I.

### "PRESUPUESTO Y COSTOS DEL SISTEMA"

- 11.1 Integración de costos.
  - 11.1.1 Conceptos de obra, denominaciones, cantidades y unidades de medida, especificaciones de ejecución (calidad y tiempo de ejecución incluidos).
  - 11.1.2 Análisis de precios de cada concepto por contratación o administración.
  - 11.1.3 Cargos que integran el precio.  
Directos, indirectos, utilidad y otros adicionales.
  - 11.1.4 Cargos directos.  
Por mano de obra, materiales, maquinaria, herramienta y otros.
  - 11.1.4 Cargos indirectos.  
Por organización, dirección, vigilancia, supervisión, administración, financiamiento, regalías, seguros y otros.
  - 11.1.5 Utilidad y cargos adicionales.
- 11.2 Presupuesto del proyecto.
  - 11.2.1 Programación de construcción.
  - 11.2.2 Presupuesto base.
  - 11.2.3 Control de construcción y contabilidad de costos.

- - - - -

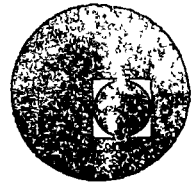
B I B L I O G R A F I A:

- . Estimación de los Costos de Construcción.  
Robert L. Peurifoy, 5/a. impresión, 1970.  
Editorial Diana.
  
- . Cámara Nacional de la Industria de la Construcción.  
ANALISIS DE COSTOS DIRECTOS DE ALBAÑILERIA EN MEXICO,  
D. F., Cuaderno # 3-77.
  
- . Cámara Nacional de la Industria de la Construcción.  
ANALISIS DE COSTOS DIRECTOS DE EXCAVACIONES EN MEXICO,  
D. F., Cuaderno # 2-77.
  
- . Cámara Nacional de la Industria de la Construcción.  
ANALISIS DE COSTOS DIRECTOS PARA INSTALACION DE  
TUBERIA DE AGUA POTABLE Y DRENAJE EN MEXICO, D. F.  
Cuaderno # 5-77.
  
- . Cámara Nacional de la Industria de la Construcción.  
CATALOGO DE CARGOS FIJOS DE LA MAQUINARIA DE  
CONSTRUCCION, edición 1970.

- - - - -



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

CONDICIONES ESTRUCTURALES

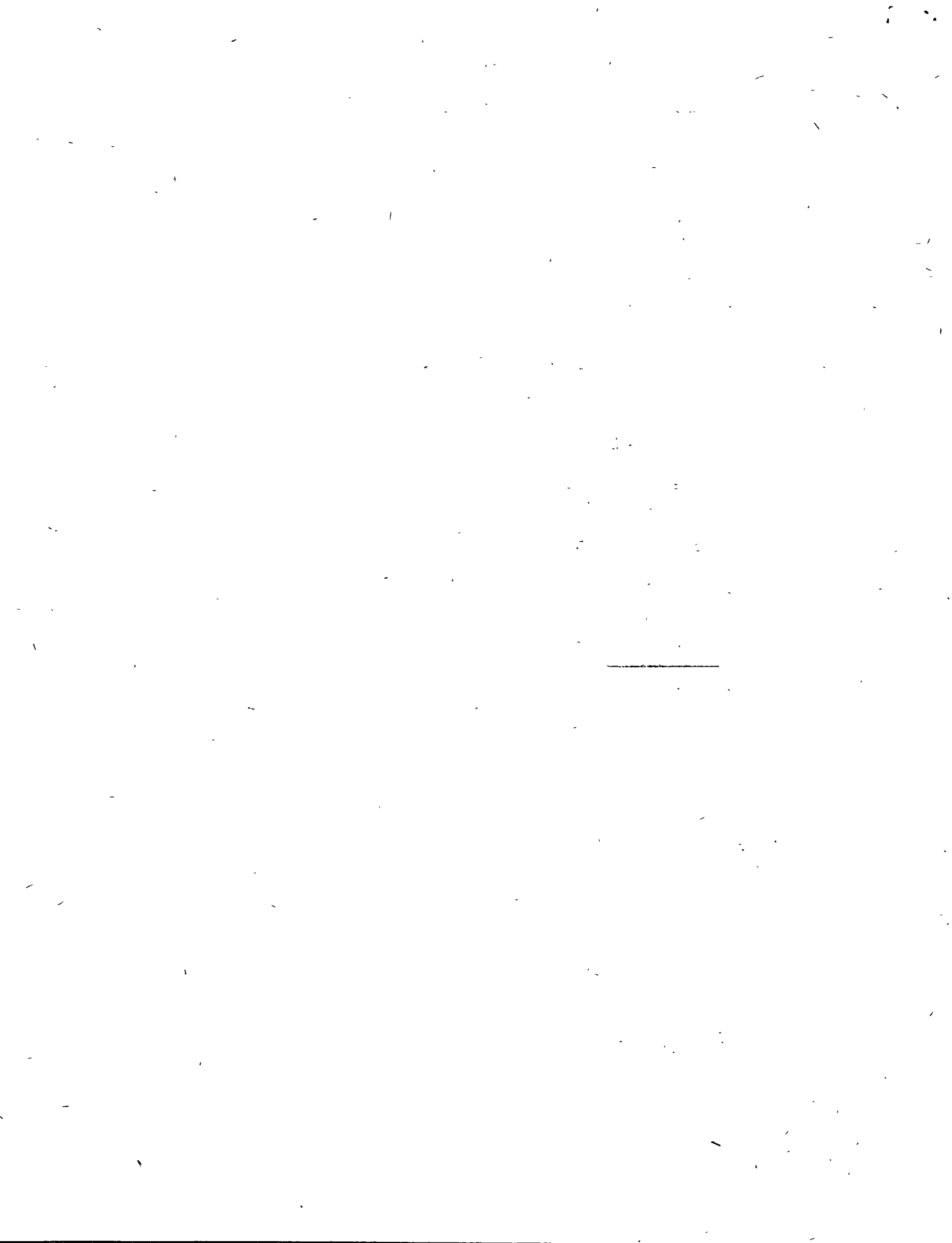
M. en C. CARLOS ESCALANTE PORTAS

Julio 1977



## CONTENIDO

	Pág.
A. ALCANCE	1
B. CARGAS EN ALCANTARILLAS DEBIDAS AL PESO DE LA TIERRA	
1. Método General	2
2. Tipos de Condiciones de Carga	4
3. Cargas para Condiciones de Trinchera	5
4. Cargas en Condiciones de Terraplén	12
C. CARGAS EN ALCANTARILLAS DEBIDAS A CARGAS SOBREPUESTAS	
1. Método General	23
2. Cargas Concentradas	23
3. Cargas Distribuidas	26
4. Efecto del Impacto	27
5. Conductos bajo Ferrocarril	27
6. Conductos bajo Pavimiento Rígido	27
D. RESISTENCIA DE SOPORTE DE CONDUCTOS RIGIDOS	
1. Introducción	27
2. Pruebas de Resistencia de Laboratorio	28
3. Apoyo de los Tubos	29
4. Rellenos	29
5. Resistencia de Soporte en el Campo	29
6. Definición del Factor de Carga	30
7. Resistencia de Soporte en Condiciones de Trinchera	30
8. Resistencia de Soporte de Conductos Rígidos - en Terraplén	36
E. RESISTENCIA DE SOPORTE DE TUBOS FLEXIBLES	39
F. FACTOR DE SEGURIDAD Y RELACIONES DE DISEÑO	42
G. INSTALACION EN TUNEL	44
APENDICE 1 TEORIA DE MARSTON	56
APENDICE 2 TEORIA DE PROTODYAKONOV PARA TUNEL LES	61





## CONDICIONES ESTRUCTURALES DE LAS ALCANTARILLAS

### A. Alcance

El diseño estructural de alcantarillas requiere la determinación de los elementos que intervienen en la siguiente relación básica:

La capacidad de carga de un conducto, según esté instalado, dividida por un factor de seguridad adecuado, debe ser igual o mayor que la carga impuesta sobre él por el peso de la tierra y cualquier otra carga sobrepuesta.

En este capítulo se presentan los criterios y métodos aceptados de cálculo para la determinación de las cargas y la capacidad de carga y se mostrarán los métodos aceptados para combinar estos elementos con la aplicación de un factor de seguridad para producir un diseño seguro y económico.

Se presentan métodos para la determinación de las cargas máximas probables debidas a las fuerzas gravitacionales de la tierra y para cargas sobrepuestas tanto estáticas como móviles, de acuerdo con The Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers. (1). Estos métodos, donde así se señale, son aplicables a conductos rígidos y flexibles en las dos condiciones de instalación más comunes: en trinchera o zanja hecha en el terreno natural y en terraplén.

La instalación en túneles requiere un tratamiento por separado.

La capacidad de carga de los conductos enterrados es una función de las condiciones de instalación así como de la resistencia inherente al tubo en sí. Este

capítulo presentará los métodos de determinación de la capacidad de carga de conductos circulares rígidos instalados, basados en las relaciones establecidas con las pruebas de resistencia de laboratorio; también presentará una breve discusión del método de determinar la capacidad de carga de conductos circulares flexibles basados en una ecuación semi-empírica para la deflexión.

Como las condiciones de instalación tienen importantes efectos tanto en la carga como en la capacidad de carga, un proyecto de construcción adecuado de una alcantarilla requiere tener en cuenta estas condiciones de diseño. Por tanto este capítulo debe complementarse con recomendaciones para la construcción y supervisión.

No se incluye información sobre el diseño del concreto reforzado o el diseño de la sección del conducto.

## B. Cargas en alcantarillas debidas a las fuerzas gravitacionales de la tierra

B.1. Método General.- Anson Marston desarrolló métodos para determinar la carga vertical en conductos enterrados debidos a las fuerzas gravitacionales de la tierra para las condiciones mas comunes que se encuentran en la construcción.

Los métodos de Marston están basados tanto en la teoría como en la experimentación y han logrado aceptación general por ser la forma de cálculo más sencilla y confiable. En general, la teoría establece que la carga en un conducto enterrado es igual al peso del prisma de tierra que está directamente sobre el conducto, llamado prisma interior, más o menos la resistencia friccionante de las fuerzas cortantes transmitidas a ese prisma por los prismas adyacentes de tie-

ra, siendo la magnitud y dirección de estas fuerzas friccionantes una función del asentamiento relativo entre el prisma interior y los adyacentes. La teoría hace las siguientes suposiciones:

- a) La carga calculada es la carga que se desarrolla cuando ha tenido lugar todo el asentamiento.
- b) La magnitud de las presiones laterales que inducen las fuerzas cortantes entre el prisma interior de tierra y las adyacentes se calcula de acuerdo con la teoría de Rankine.
- c) La cohesión se desprecia.

La forma general de la ecuación de Marston es

$$W = C w B^2 \quad (1)$$

en donde

W es la carga vertical, por metro lineal, que recibe el conducto debida a las cargas gravitacionales de la tierra

w es el peso por metro cúbico de tierra;

B es el ancho de la trinchera o del conducto, en metros, dependiendo de las condiciones de instalación y

C es un coeficiente que incluye el efecto de:

1. La relación de altura de relleno al ancho de la trinchera o del conducto,
2. La fuerza cortante entre el prisma interior de tierra y los adyacentes; y
3. La dirección y magnitud del asentamiento relativo entre el prisma de tierra interior y los adyacentes para condiciones en terraplén.

B.2. Tipos de condiciones de carga.- Aunque la forma general de la ecuación de Marston incluye todos los factores necesarios para tratar todos los tipos de condiciones de instalación, es conveniente clasificar las distintas condiciones de instalación y escribir formas especializadas de la ecuación y preparar gráficas y tablas de coeficientes para cada condición por separado.

El sistema de clasificación aceptado se muestra en el Diagrama de la Fig. 1 y se describe brevemente como sigue:

Hay tres clasificaciones principales en la instalación de alcantarillas: en trinchera, en terraplén y en túnel. Siendo las condiciones de carga de los túneles radicalmente diferentes a las dos primeras se tratan por separado en G.

Las condiciones de trinchera se definen como aquellas en las cuales el conducto es instalado en una zanja relativamente angosta (en general, su ancho es de menos de dos diámetros del tubo), cortada en el terreno natural, y cubierta con un relleno de la misma tierra excavada.

Las condiciones de terraplén se obtienen cuando los conductos están cubiertos con rellenos colocados arriba de la superficie del terreno original o cuando una trinchera hecha en el terreno natural tiene un ancho mayor que dos o tres diámetros del tubo. La clasificación en terraplén se subdivide en dos subclasificaciones principales, denominadas, de proyección positiva y proyección negativa para las condiciones en que la cima del conducto está, respectivamente, arriba o debajo de la superficie del terreno original adyacente.

Un caso especial, denominado condición de trinchera imperfecta, puede emplearse para minimizar la carga en conductos bajo terraplenes de gran altura.

B.3. Carga para condiciones de trinchera.- Las alcantarillas se construyen regularmente en zanjas o trincheras que son excavadas en el suelo natural no alterado, y después cubiertas rellenando la zanja hasta la línea del terreno original. Este procedimiento de construcción a menudo es denominado como de "cortar y cubrir" o "cortar y rellenar".

B.3.a. Fuerzas que producen las cargas.- La carga vertical a que está sujeta un tubo de alcantarilla, cuando se construye en trinchera, es la resultante de dos fuerzas principales: la primera de estas es el peso del prisma del suelo dentro de la trinchera arriba de la cima del tubo; y la segunda es la fric--

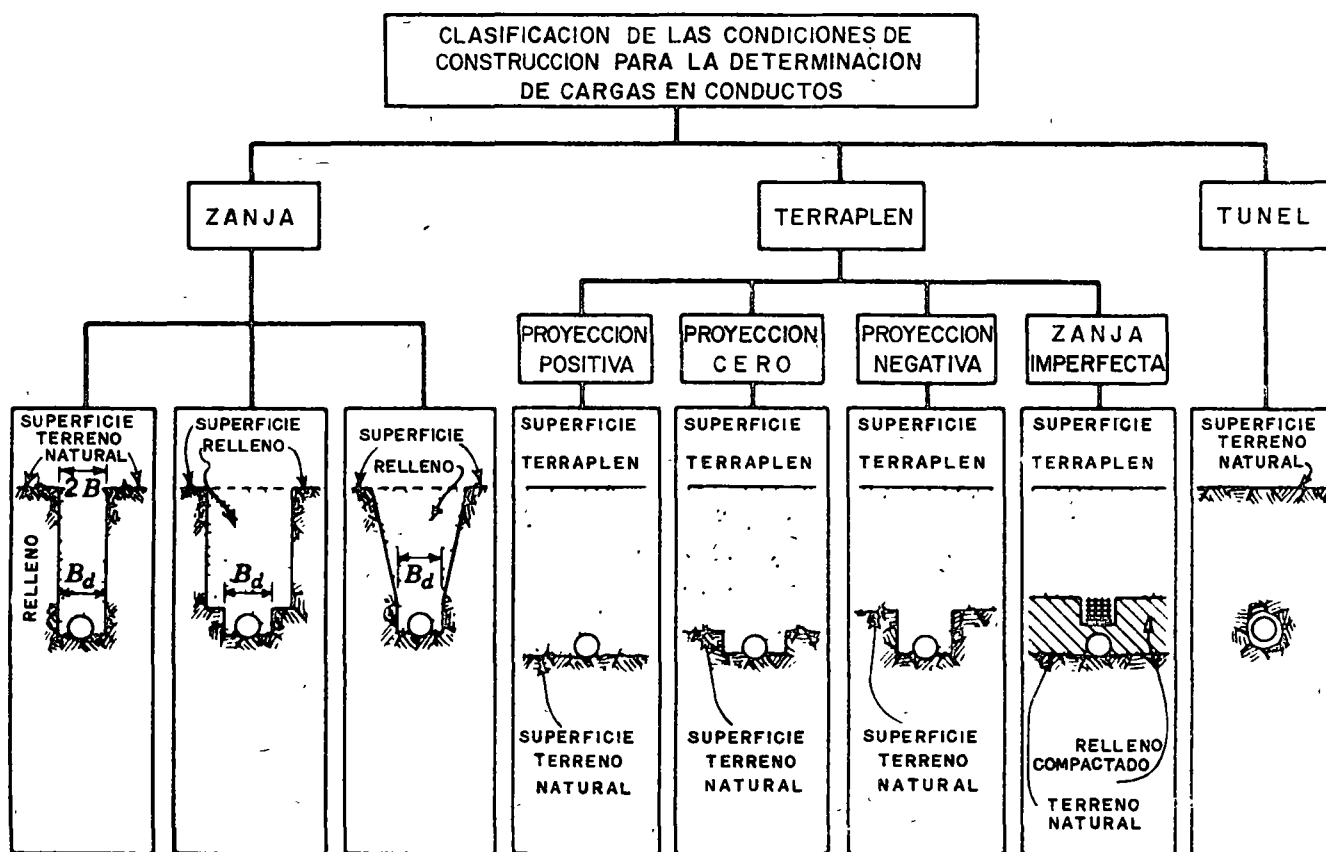


FIG. 1.-CLASIFICACION DE LAS CONDICIONES DE CONSTRUCCION

ción o fuerzas cortantes generadas entre el prisma del suelo que llena la trinchera y los lados de la misma.

El suelo del relleno tiene una tendencia a asentarse en relación con el suelo inalterado en que se excava la trinchera. Este movimiento o tendencia al movimiento hacia abajo induce fuerzas cortantes hacia arriba que soportan una parte del peso del relleno. La carga resultante en el plano horizontal que pasa por la cima del tubo y dentro del ancho de la trinchera es igual al peso del relleno menos estas fuerzas cortantes hacia arriba como se indica en la Fig. 2.

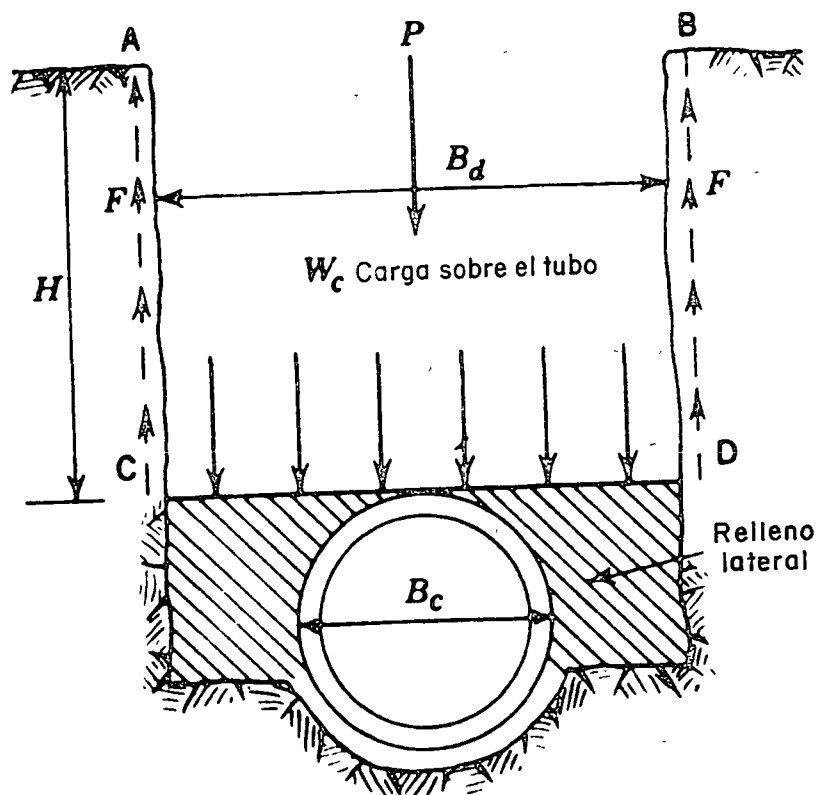


FIG. 2.- FUERZAS GENERADORAS DE CARGAS:  
 $P$  = PESO DEL RELLENO ABCDE;  
 FUERZAS CORTANTES HACIA ARRIBA  
 EN AC Y BD; Y  $W_c = P - 2F$

B.2.b. Fórmula de Marston.- La fórmula de Marston para cargas sobre conductos rígidos en condiciones de trinchera es

$$W_c = C_d \cdot w \cdot B_d^2 \quad (2)$$

en la cual

$W_c$  es la carga sobre el tubo en toneladas por metro lineal

$w$  es el peso unitario del suelo del relleno en toneladas por metro cúbico;

$B_d$  es el ancho de la trinchera a la elevación de la cima del tubo, en metros;

$C_d$  es un coeficiente de carga, que es una función de la relación entre la altura del relleno y el ancho de la zanja y del coeficiente de fricción entre el relleno y los lados de la trinchera.

La fórmula para  $C_d$  es: (Para deducción véase Apendice 1)

$$C_d = \text{coeficiente de carga} = \frac{1 - e^{-2 k \mu' H/B_d}}{2 k \mu'} \quad (3)$$

en la cual

$e$  es la base de los logaritmos naturales;  $k$  la relación de Rankine entre la

$$\text{presión lateral y la vertical} = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

$\mu = \tan \phi$  = coeficiente de fricción interna de material de relleno

$\mu' = \tan \phi'$  coeficiente de fricción entre el material de relleno y los lados de la zanja ( $\mu'$  puede ser igual o menor que  $\mu$ , pero no puede ser mayor que  $\mu$ ); y  $H$  es la altura del relleno arriba de la cima del tubo en metros.

El valor del coeficiente  $C_d$  para varias relaciones  $H/B_d$  y varios tipos de

suelo de relleno puede obtenerse de la Fig. 3.

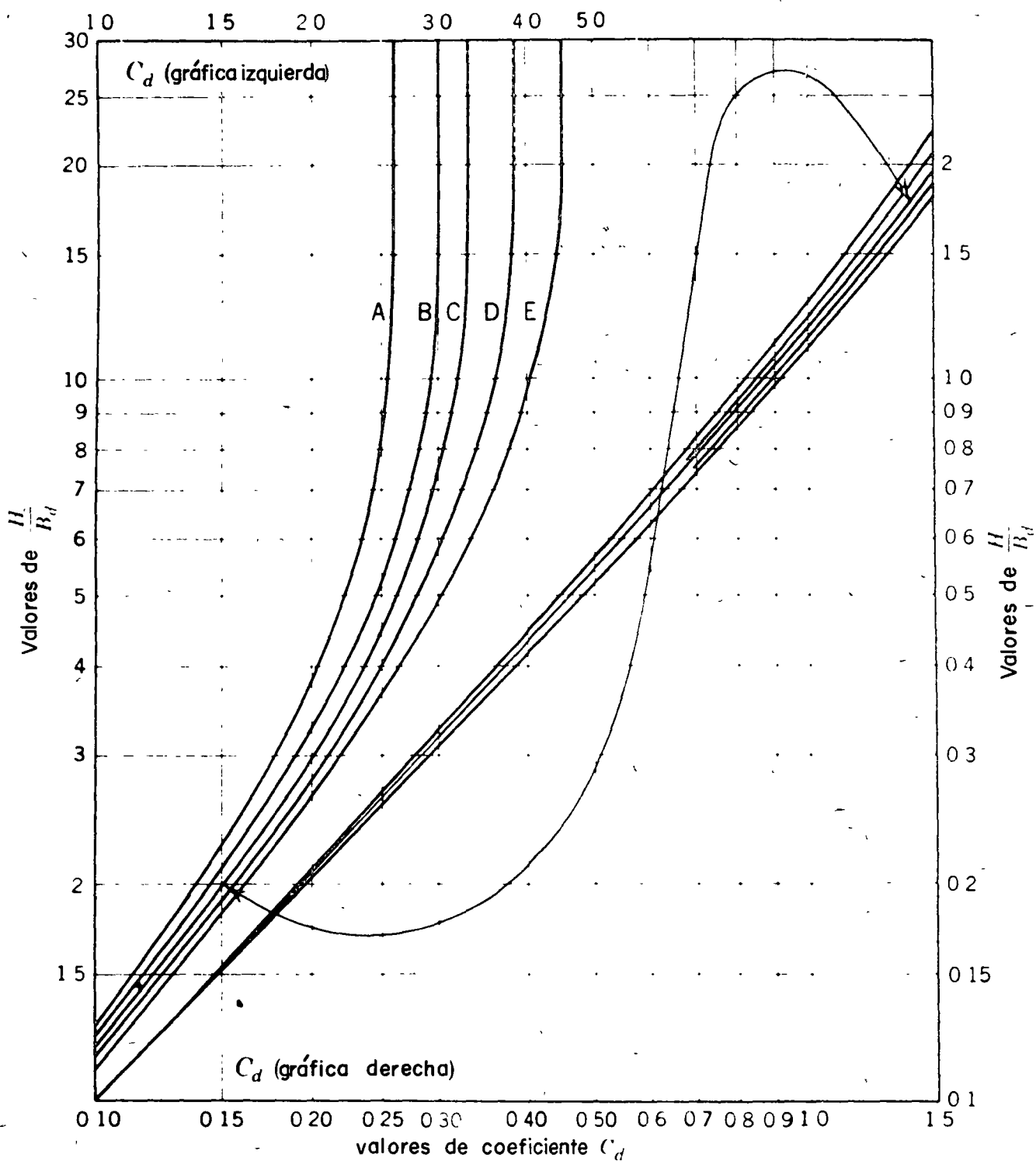


FIG.3.- DIAGRAMA DE CALCULO DE CARGAS DE TIERRA EN CONDUCTOS EN ZANJA C (COMPLETAMENTE ENTERRADOS EN LA ZANJA)



En la Fig. 3, los valores del coeficiente  $C_d$  para las curvas de la A a la E - son:

Cuerva A	=	$C_d$ para $K_u$ y $k_u'$	= a 0.194 para materiales granulares sin cohesión
" B	=	"	= a 0.165 máximo para arena y grava
" C	=	"	= a 0.150 máximo para suelo saturado
" D	=	"	= a 0.130 máximo o lineario para arcilla
" E	=	"	= a 0.110 máximo para arcilla saturada

La fórmula para carga de trinchera, ec. 2, dá la carga vertical total en un plano horizontal en la cima del tubo. Si el tubo es de un tipo rígido, cargará prácticamente toda esta carga. Si por otra parte, el tubo es de un tipo flexible y el suelo de los lados está bien compactado, los rellenos laterales puede esperarse que carguen su parte proporcional de la carga total. Bajo estas circunstancias la fórmula de carga de trinchera puede modificarse como

$$W_c = C_d w B_c B_d \quad (4)$$

Estos experimentos han indicado que el factor que controla la carga es el ancho de la zanja en la cima del tubo. Consecuentemente el ancho de la trinchera debe ser lo menor posible siempre que se dé el espacio suficiente de trabajo a los lados del tubo para calafatear los tubos, para insertar o sacar formas y para compactar el relleno. Un espacio mínimo de 30 cm a los lados del tubo es el recomendado para trincheras poco profundas hasta de 4.00 m. Como el peralte de las vigas inferiores del ademe puede aumentar con la profundidad para profundidades de 6.00 m este espacio debe crecer a unos 45 cm.

Hay un cierto valor límite del ancho de la trinchera mas allá del cual el conducto no recibe mas carga. A este valor límite se le llama "ancho de transición".

Hay suficientes datos experimentales para demostrar que es seguro el calcular la carga impuesta por medio de la fórmula de Marston para trinchera (ec. 2) - para anchos menores del que da una carga igual a la carga calculada con la fórmula para conducto con proyección (ec. 5 que se presentará adelante). El ancho de trinchera para el cual ocurre esta transición puede determinarse del diagrama de la Fig. 4. (Para determinación del término  $r_{sdp}$  véase sección B.4.b(2)).

Puede ser económico y adecuado excavar la trinchera con lados en pendiente en áreas sin urbanizar donde no hay inconveniencias para el público, peligro para las construcción, daño a pavimentos permanentes, etc. En estos casos - puede emplearse una sub-zanja (Fig. 5) para minimizar la carga en el tubo.

Cuando se requiere ademe en la sub-zanja, ésta debe extenderse unos 50 cm - arriba del conducto. Se recomienda que el forro del ademe y el entibado se deje en el lugar, pues en esta forma el ancho  $B_d$  es igual a la distancia libre que deja el forro.

#### B 3.d. Características del suelo. - Condiciones de trinchera.

El peso volumétrico del terreno de relleno puede variar entre 1.6 Ton/m<sup>2</sup> y - - 2.16 Ton/m<sup>3</sup>. Si no se hacen mediciones con anterioridad al diseño, un valor de diseño recomendable es de 1.9 Ton/m<sup>3</sup> a 2.0 Ton/m<sup>3</sup>.

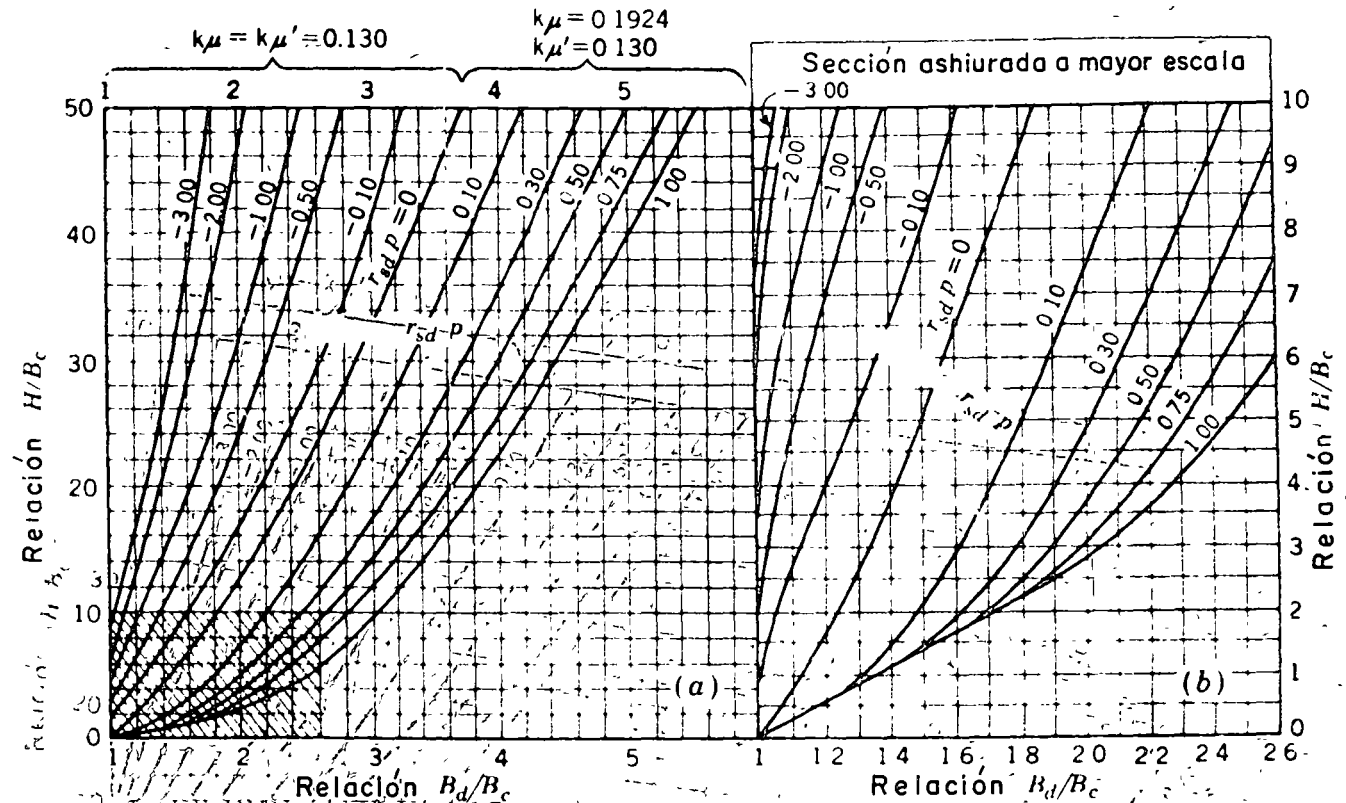


FIG. 4 - VALORES DE:  $B_d/B_c$  PARA LOS CUALES LAS FORMULAS DE CARGA DE CONDUCTOS EN ZANJAS Y LOS CONDUCTOS QUE SE PROYECTAN DAN CARGAS IGUALES

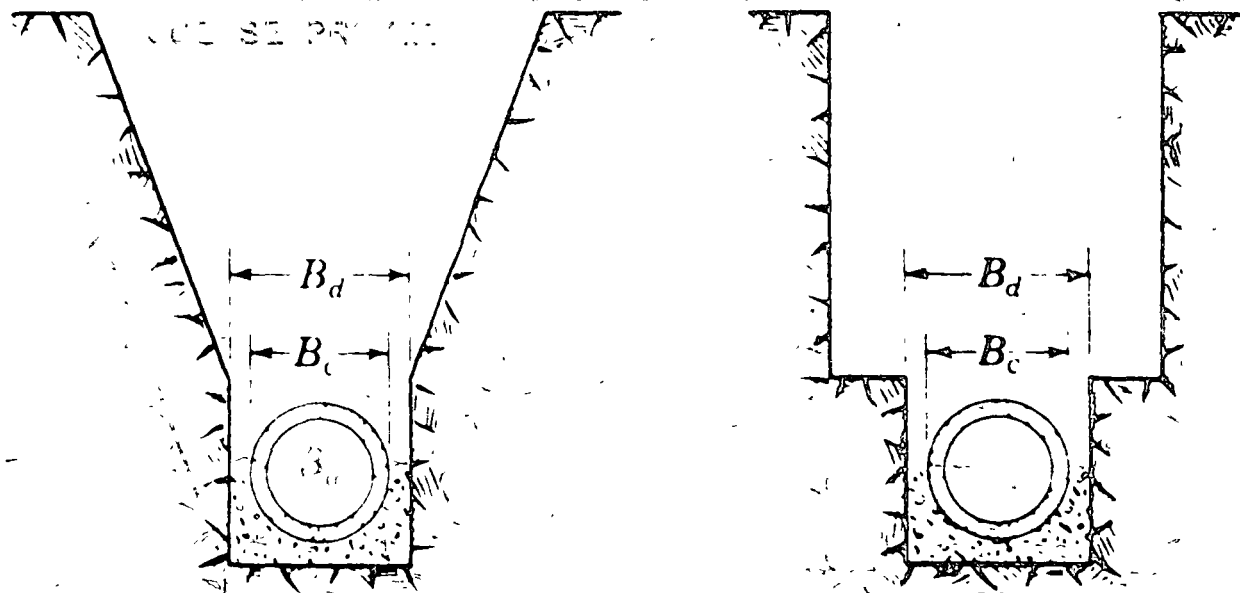


FIG. 5 - EJEMPLOS DE SUB-ZANJAS

Como se ha visto la carga depende del coeficiente de fricción entre el relleno y los lados de las trincheras y del coeficiente de fricción interna del terreno de relleno.

Ordinariamente pueden considerarse iguales, para propósitos de diseño como se hizo en la Fig. 3, sin embargo en casos especiales esto puede no ser válido. Por ejemplo si el relleno es de una arena angulosa y los lados de la trinchera están forrados con madera cepillada,  $\mu$  será sustancialmente mayor que  $\mu'$ . Salvo que se tenga otra información el valor de  $k\mu$  y  $k\mu'$  puede suponerse el mismo e igual 0.130 (máximo ordinario para arcilla, Fig. 3). Si el suelo de relleno es una arcillosa resbalosa y hay la posibilidad que se humedezca mucho, poco después de colocado  $k\mu$  y  $k\mu'$  pueden ser de 0.110 (máximo para arcilla saturada Fig. 3).

#### B.4 Cargas para la condición de terraplén.

B.4.a. General.- Una alcantarilla se describe como un conducto con proyección cuando es contruida de tal forma que la elevación de la cima del conducto está al nivel de la superficie del terreno natural o de un suelo compactado o cuando está cerca de este nivel y después se cubre con el terraplén. Usualmente la cima del conducto se proyecta alguna distancia arriba de la superficie del terreno natural, en cuyo caso es de proyección positiva, sin embargo hay otros métodos de instalar conductos debajo de terraplenes que tienen el efecto favorable de minimizar la carga sobre el conducto. Estos son conocidos como conductos de proyección negativa y los conductos de trinchera imperfecta. ( Véase la Fig. 1 para ilustración gráfica).

B.4.b. Conductos de proyección positiva.- La carga en un conducto de proyección positiva es igual a el peso de el prisma de suelo directamente encima de la estructura mas (o menos) las fuerzas cortantes verticales que actúan en los planos verticales dentro del terraplén a los lados del conducto. Estas fuerzas verticales ordinariamente no se extienden hasta la parte superior del terraplén, sino que terminan en un plano horizontal a cierta distancia arriba de la cima del conducto conocido como "plano de igual asentamiento" (Ver Fig. 6). En la Fig. 6, la fuerza cortante actúa hacia abajo cuando  $S_m + S_g > S_f + d_c$  y viceversa.

B.4.b.1. Fórmula de Marston.- La fórmula de Marston para cargas en conductos rígidos y flexibles con proyección positiva es:

$$W_C = C_C w B_C^2 \quad (5)$$

en la cual  $W_C$  es la carga sobre el conducto, en toneladas por metro lineal;  $w$  es el peso unitario de el suelo en toneladas por metro cúbico;  $B_C$  es el ancho exterior del conducto en metros; y  $C_C$  es el coeficiente de carga. Los valores de  $C_C$  se pueden obtener del diagrama de la Fig. 7. En este diagrama,  $H$  es la altura del relleno arriba de la cima del conducto en metros;  $p =$  es la relación de proyección (definida B.4.b(2)) y  $r_{sd}$  es la razón de asentamientos (también definida en B.4.b.(2)).

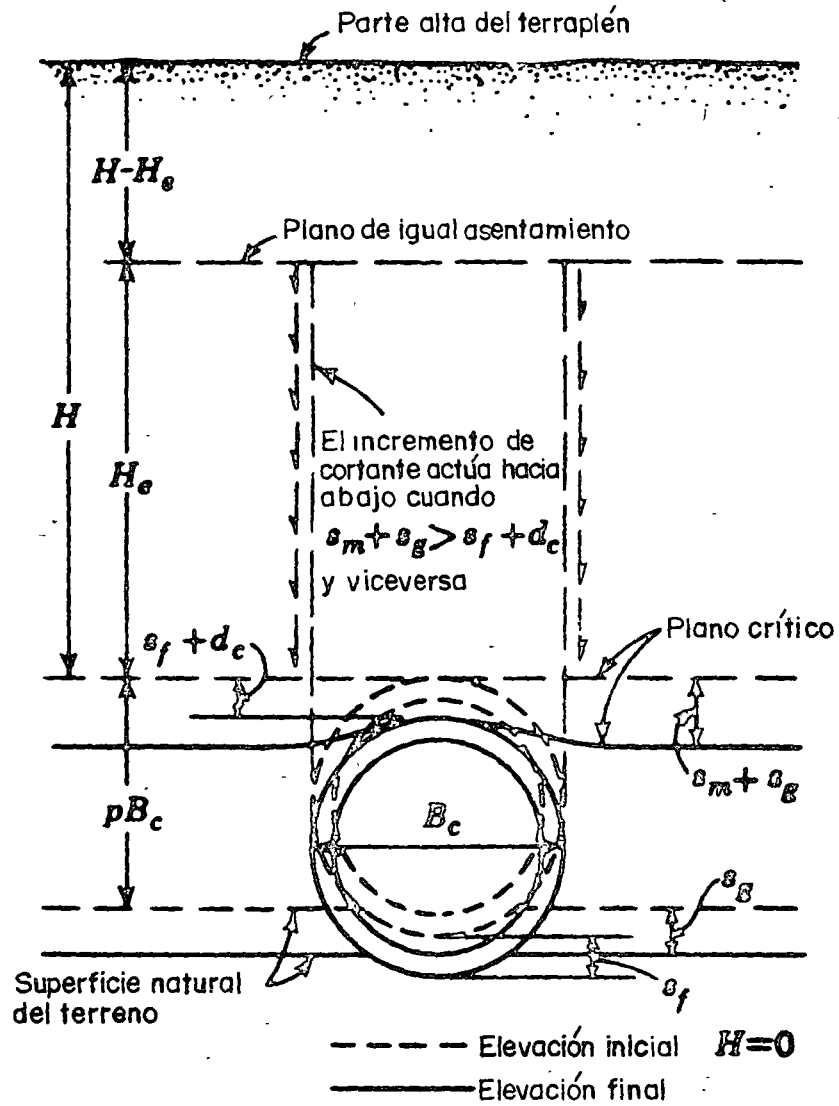


FIG. 6.- ASENTAMIENTOS QUE INFLUYEN EN LAS CARGAS DE CONDUCTOS CON PROYECCION POSITIVA.

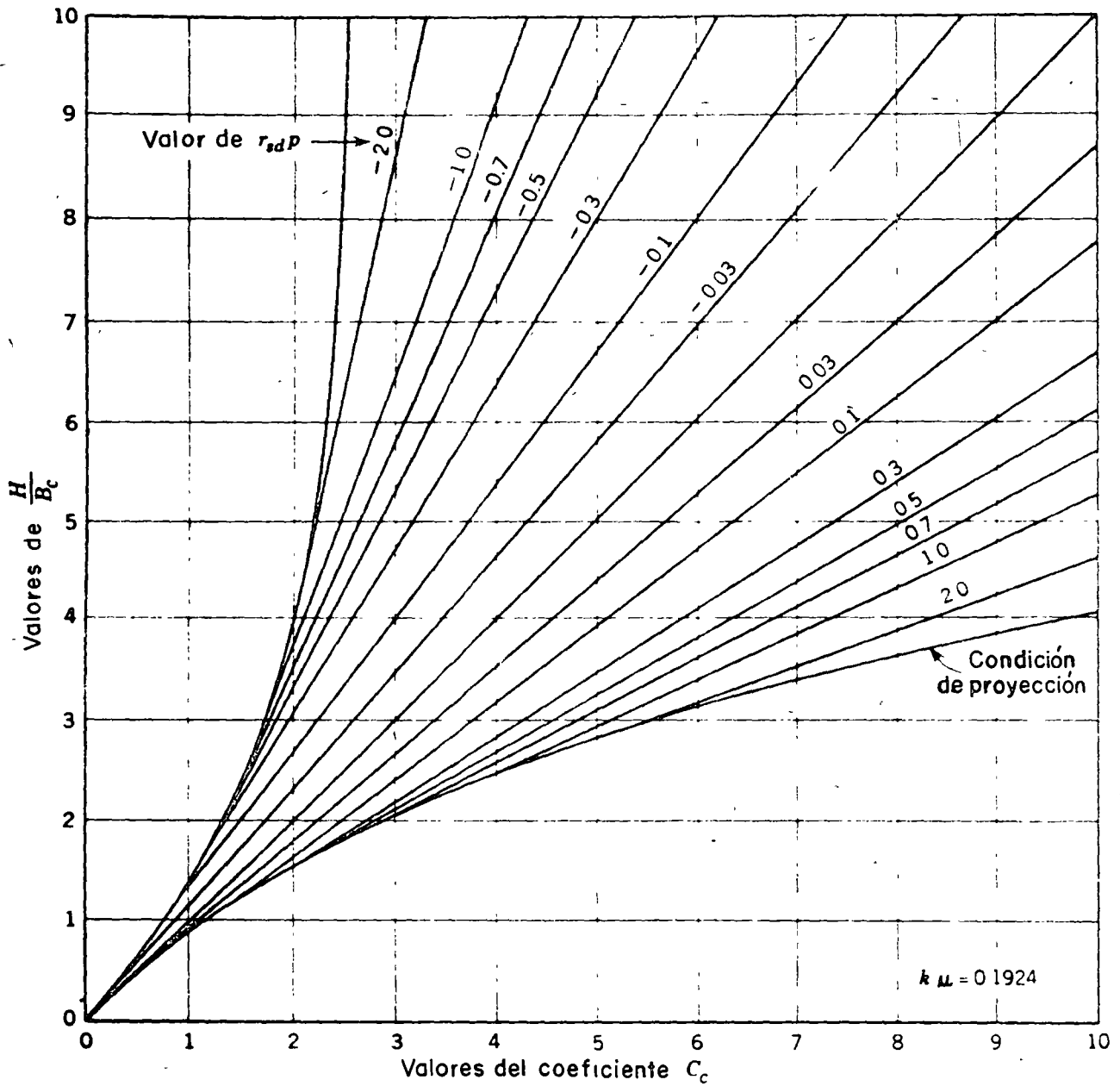


FIG.7.- DIAGRAMA PARA EL CALCULO DE CARGA DE CONDUCTOS CON PROYECCION

B.4.b.2. Influencia de los factores del medio circundante.- Las fuerzas cortantes que modifican la carga que actúa sobre una alcantarilla dependen de dos factores del medio que la rodea asociados con las condiciones en que se instale el conducto. Estos son las razones de proyección y de asentamiento.

La razón de proyección es definida como el cociente de la distancia que la cima del conducto se proyecta arriba de la superficie del terreno natural adyacente y el ancho exterior del conducto.

Este es un factor físico que puede determinarse cuando el proyecto está suficientemente avanzado como para conocer el diámetro del conducto y su elevación.

La razón de asentamiento se define como el cociente obtenido al dividir la diferencia entre el asentamiento de el plano horizontal del suelo adyacente que originariamente estaba al nivel de la cima del tubo (plano crítico) y el asentamiento de la cima del conducto, entre la compresión de la capa de suelo comprimida entre la superficie de el terreno natural y el nivel de la cima del conducto.

Se expresa

$$r_{sd} = \frac{(S_m + S_g) - (S_f + dc)}{S_m} \quad (6)$$

en que  $r_{sd}$  es la razón de asentamiento (conducto de proyección positiva);  $S_g$  es el asentamiento del terreno natural adyacente al conducto;  $S_m$  es la compresión de la capa de suelo de altura  $p B_c$ ;  $(S_m + S_g)$  es el asentamien



to del plano crítico;  $d_c$  es la deflexión del conducto, esto es la disminución de su dimensión vertical;  $S_f$  es el asentamiento del fondo del conducto; y  $(S_f + d_c)$  es el asentamiento de la cima del conducto.

Cuando  $r_{sd}$  es positiva las fuerzas cortantes actúan hacia abajo y por tanto la carga en el conducto es mayor que el peso del prisma central. Cuando  $r_{sd}$  es negativa las fuerzas cortantes actúan hacia arriba y la carga es menor que el peso del prisma central.

El producto  $r_{sd}p$  es un indicador de la altura relativa del plano de igual asentamiento y, por tanto de la magnitud de las fuerzas cortantes que se generan. El plano de igual asentamiento está en la cima del conducto cuando este producto es cero; en cuyo caso no existen fuerzas cortantes inducidas y la carga es igual al peso del prisma central.

No es practicable predeterminedar un valor de  $r_{sd}$  estimando la magnitud de sus distintos elementos, salvo en términos muy generales. Mas bien debe tratarse como un factor empírico. Los valores que se recomienda para  $r_{sd}$  basados en los asentamientos medidos en numerosos conductos reales son:

Tipo de conducto	Condiciones del suelo	$r_{sd}$
Rígido	roca o cimentación rígida	+ 1.0
Rígido	cimentación ordinaria	+ 0.5 a + 0.8
Rígido	cimentación deformable	0 a + 0.5
Flexible	rellenos laterales mal compactados	- 0.4 a 0
Flexible	rellenos laterales bien compactados	0

B.4.b.3. Características del suelo. Terraplén.- Como en el caso de las trincheras, en un conducto con proyección la carga depende directamente del peso unitario del suelo que forma el terraplén.

Si el suelo va a ser compactado para densidad seca específica, se usarán la densidad húmeda correspondiente a las condiciones de humedad normales.

Un valor recomendable sino se cuenta con datos es entre 1.9 Ton/m<sup>3</sup> y 2.0 Ton/m<sup>3</sup>. Influye también en la carga el coeficiente de fricción interna del suelo del terraplén. Valores que se recomiendan del producto  $k\mu$  son:

Para  $r_{sd}$  positiva,  $k\mu = 0.19$

Para  $r_{sd}$  negativa,  $k\mu = 0.13$

B.4.c. Conductos de proyección negativa (Fig. 8) y en trinchera imperfecta (Fig. 9).

Un conducto de proyección negativa es el que se instala en una pequeña zanja y su cima queda a cierta distancia debajo de la superficie del terreno natural. La zanja preferiblemente se rellena con material suelto, compresible y el terraplén se construye por los métodos ordinarios. Mientras mayor sea la capa de material suelto del relleno de la zanja mejor se garantiza que el prisma de suelo sobre el conducto se asiente mas que el relleno adyacente. Esta acción genera fuerzas cortantes hacia arriba que alivian la carga sobre el conducto.

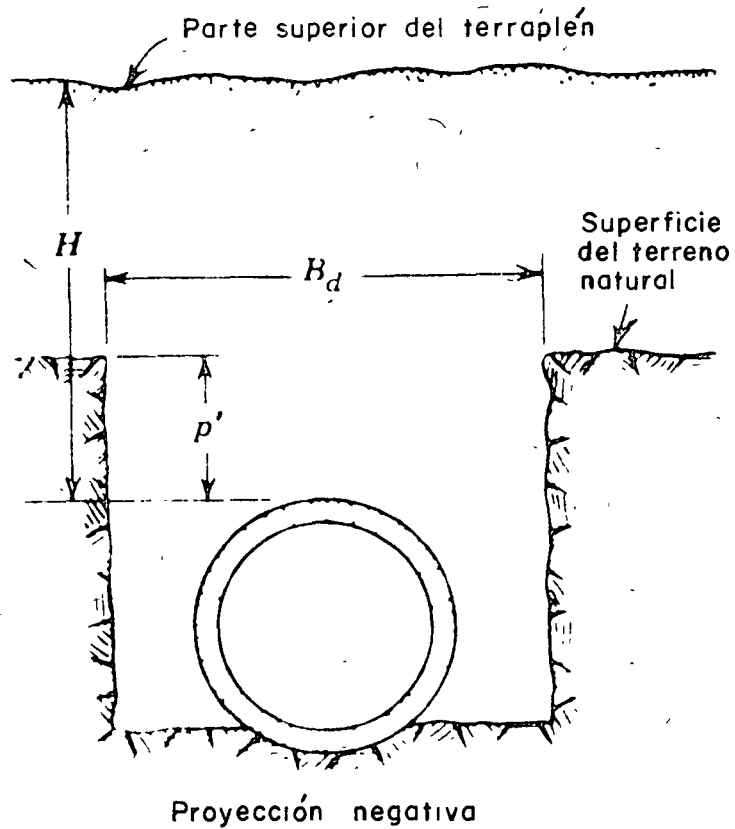


FIG. 8.- ILUSTRACION DE CONDUCTOS CON PROYECCION NEGATIVA

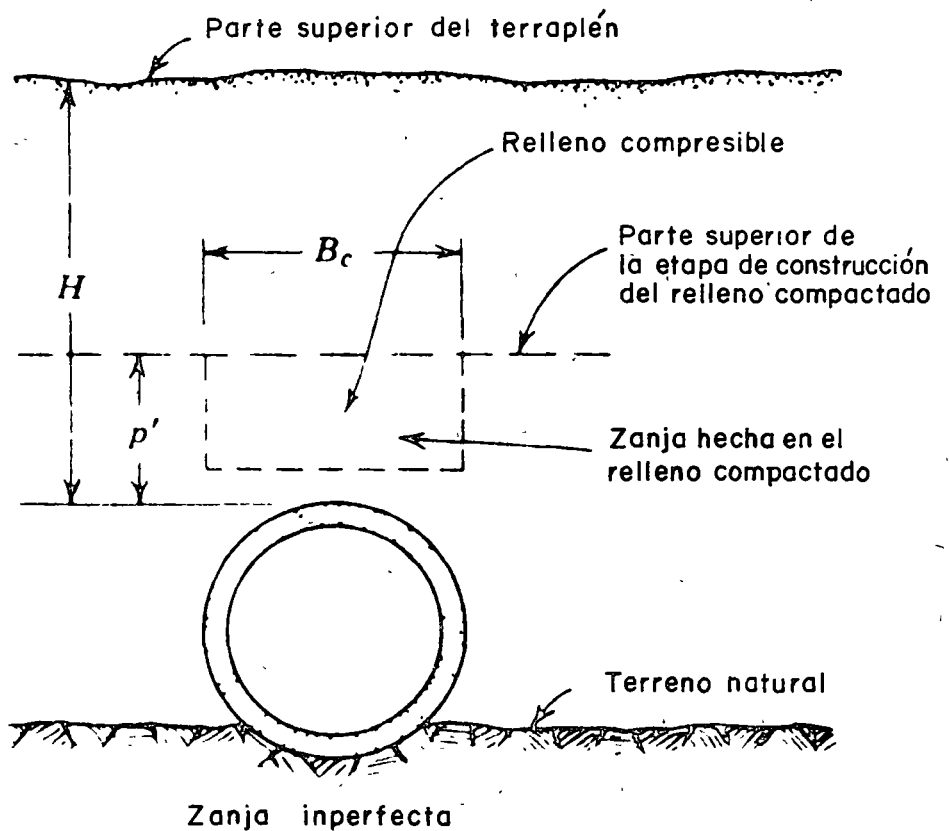


FIG. 9.- ILUSTRACION DE CONDUCTOS CON ZANJA IMPERFECTA

Un conducto de trinchera imperfecta se instala primero como un conducto de proyección positiva. El terraplén se construye hasta cierta altura arriba de la cima adecuadamente compactado. Después se excava una zanja del mismo ancho del conducto directamente encima del mismo cerca de su cima. Esta zanja se rellena con material suelto y compresible y el terraplén se completa en la forma normal.

Una fórmula para las cargas en conductos de proyección negativa y trinchera imperfecta es : (Ver Fig. 10).

$$W_c = C_n w B_d^2 \quad (7)$$

en que  $W_c$  es la carga en el conducto;  $w$  el peso unitario del suelo,  $B_d$  es el ancho de la trinchera;  $B_c$  es el ancho del tubo;  $C_n$  es el coeficiente de carga, que es función de  $H/P_d$  o  $H/B_c$ ,  $p'$  y  $r_{sd}$ ;  $p'$  es la relación de proyección y  $r_{sd}$  es la razón de asentamiento.

La relación de proyección  $p'$  es igual a la distancia vertical de la superficie del terreno firme a la cima del conducto dividido entre el ancho de la zanja ( $B_d$ ) en el caso de conducto de proyección negativa, y entre el ancho del conducto ( $B_c$ ) en el caso de conducto de trinchera imperfecta.

La razón de asentamiento en estos casos se define como el cociente obtenido al dividir la diferencia entre el asentamiento de la superficie del terreno firme de apoyo del conducto y el asentamiento del plano en el relleno de la trinchera que originariamente estaba al mismo nivel que la superficie del terreno (el plano crítico), entre la compresión de la columna de suelo de la trinchera. Se expresa con la fórmula

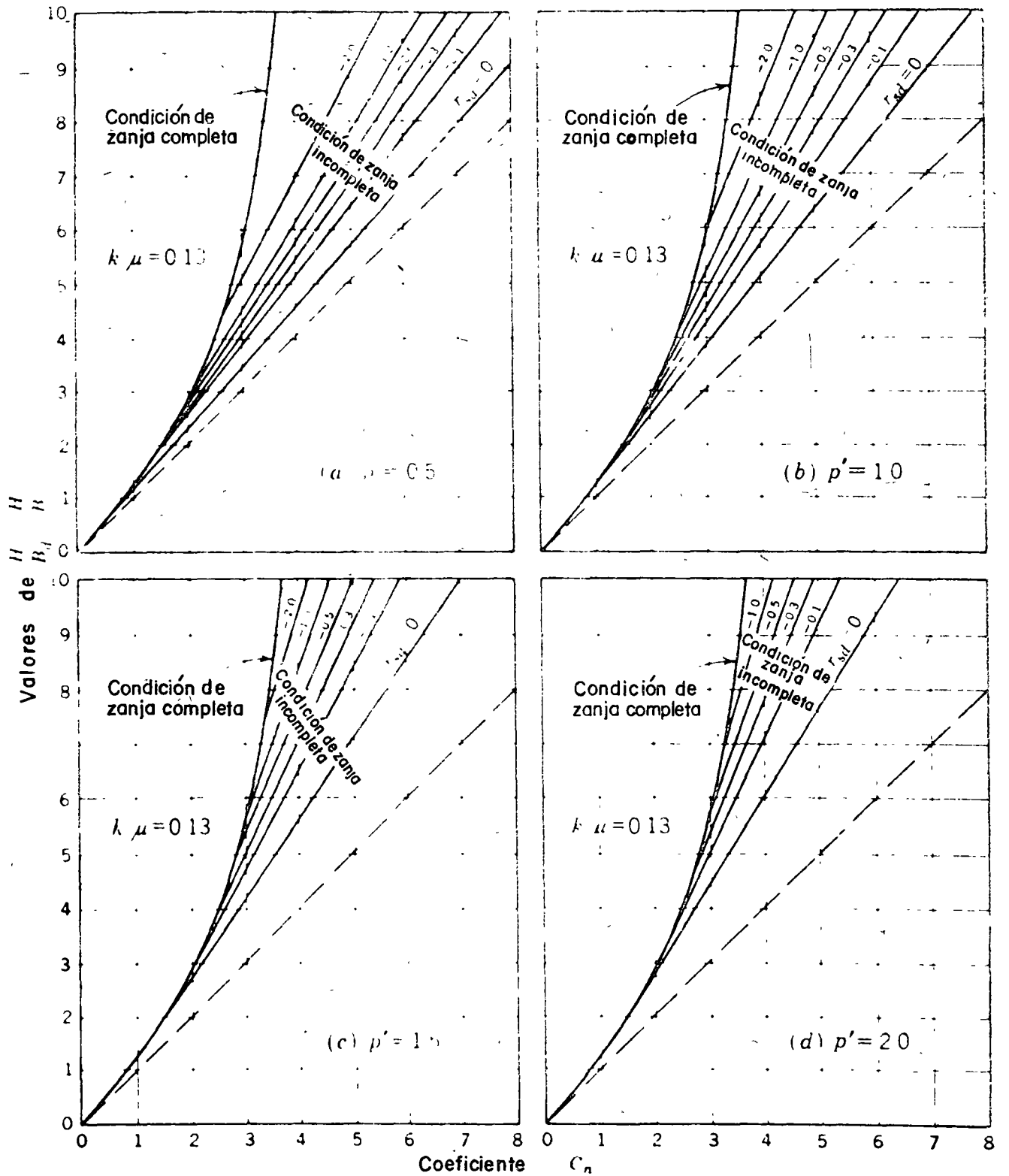


FIG.10.- COEFICIENTE  $C_n$  PARA CONDUCTOS DE PROYECCION NEGATIVA Y DE ZANJA IMPERFECTA

$$r_{sd} = \frac{S_g - (S_d + S_f + d_c)}{S_d} \quad (8)$$

en donde  $S_g$  es el asentamiento de la superficie del terreno firme de apoyo del conducto;  $S_d$  es la compresión del relleno de la trinchera en la altura  $p' B_d$  ó  $p' B_c$ ;  $S_f$  es el asentamiento del fondo del conducto,  $d_c$  es la deflexión del conducto, esto es el acortamiento de su dimensión vertical, y  $(S_d + S_f + d_c)$  es el asentamiento del plano crítico. Los elementos de esta razón de asentamiento se muestran en la Fig. 11.

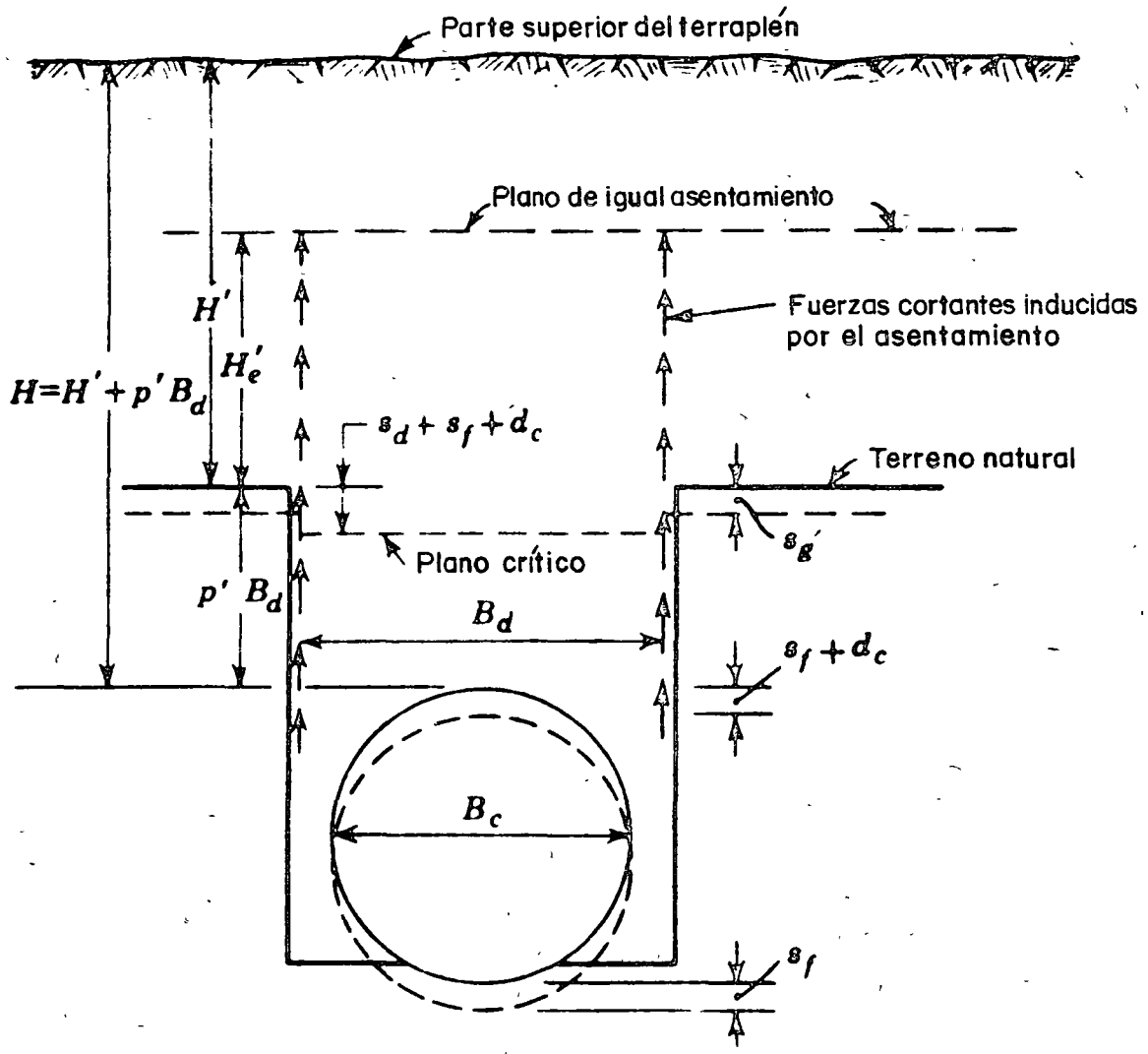


FIG. 11.- ASENTAMIENTOS QUE INFLUYEN EN LAS CARGAS DE CONDUCTOS DE PROYECCION NEGATIVA.

El conocimiento actual de la razón de asentamiento en este caso es muy pobre. Un valor de diseño de -0.3 se recomienda temporalmente.

### C. Cargas en alcantarillas debidas a cargas sobrepuestas

C.1. Método General.- Son dos los tipos de cargas sobrepuestas que comúnmente se encuentran en el diseño estructural de alcantarillas. Estos dos tipos son: (a) Carga concentrada, y (b) carga distribuida. Las cargas sobre conductos debidos a ambos tipos de carga pueden determinarse por la aplicación de la solución de Boussinesq para los esfuerzos en un medio elástico semi-infinito con una conveniente integración desarrollada por P.L. Holl para cargas concentradas y las tablas de coeficientes de influencia desarrollado por Natham Newmark para cargas distribuidas.

C.2. Cargas concentradas.- La fórmula para carga debida a una concentración tiene la siguiente forma dada por Holl como se muestra en la Fig. 12.

$$W_{SC} = C_S \frac{PF}{L} \quad (9)$$

En donde  $W_{SC}$  es la carga en el conducto en toneladas por metro; P es la carga concentrada en toneladas; F es el factor de impacto;  $C_S$  es el coeficiente de carga, una función de  $B_C/2H$  y  $L/2H$  de la tabla 1, H es la altura, desde la cima del conducto a la superficie del terreno en metros;  $B_C$  es el ancho del conducto en metros y L es la longitud efectiva del conducto en metros, que por lo común es la longitud de los tramos precolados de que construye el tubo. Para efecto de cálculo deberá tomarse un valor de L igual a los tramos reales, si éstos son menores de 1.00 m y  $L \neq 1.00$  m cuando los tramos reales sean

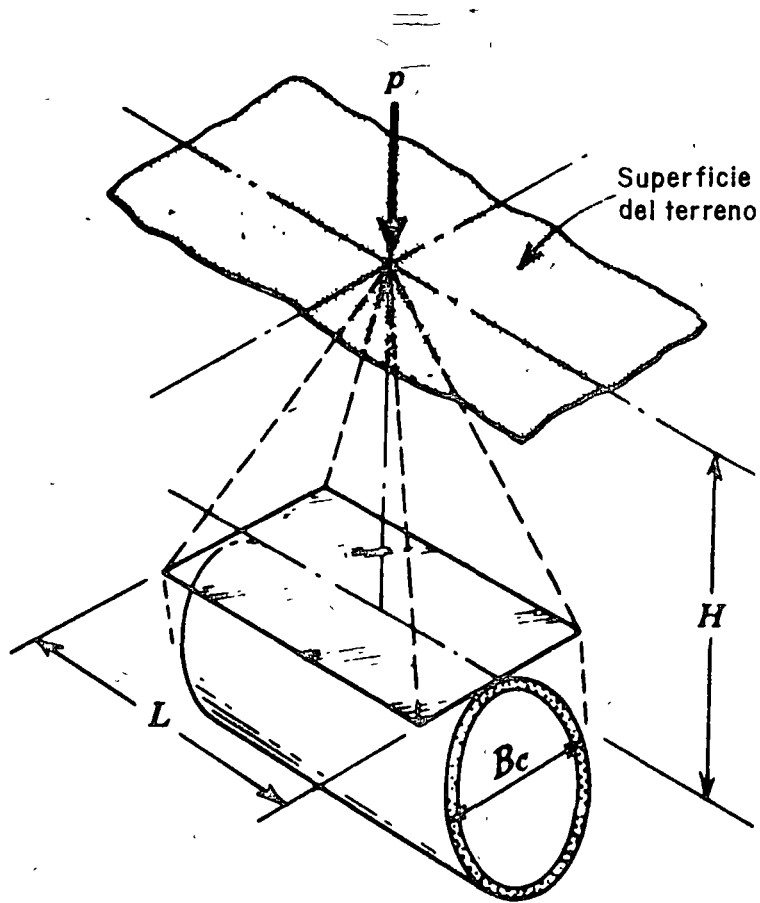


FIG. 12.-CARGA CONCENTRADA SOBREPUESTA CENTRADA VERTICALMENTE SOBRE EL CONDUCTO.

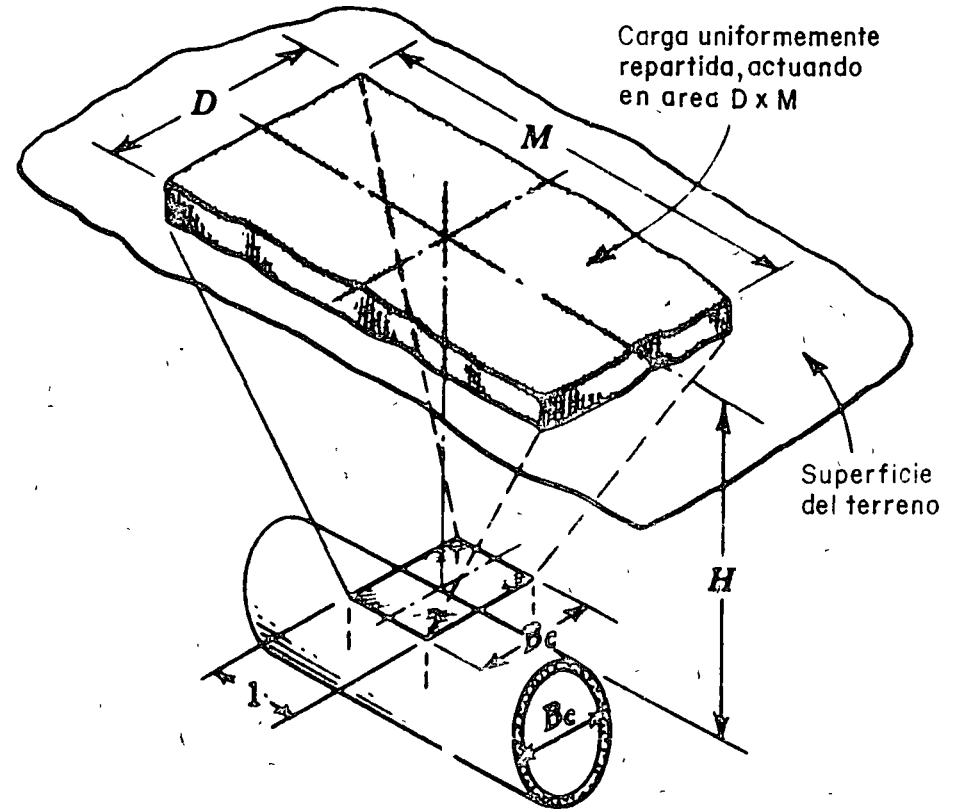


FIG. 13.-CARGA DISTRIBUIDA SOBREPUESTA CENTRADA VERTICALMENTE SOBRE EL CONDUCTO.



TABLA 1.- VALORES DE COEFICIENTES DE CARGA  $C_s$  PARA CARGAS CONCENTRADAS O DISTRIBUIDAS SOBREPUESTAS Y VERTICALMENTE CENTRADAS SOBRE EL CONDUCTOR.

$\frac{D}{2H}$ $\frac{B_c}{H}$	$\frac{M}{H}$							$\frac{L}{2H}$						
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.5	2.0	5.0
0.1	0.019	0.03	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112	0.117	0.121	0.124	0.128
0.2	0.037	0.072	0.103	0.131	0.155	0.174	0.189	0.202	0.211	0.219	0.229	0.238	0.244	0.248
0.3	0.053	0.103	0.149	0.190	0.224	0.252	0.274	0.292	0.306	0.316	0.333	0.345	0.355	0.360
0.4	0.067	0.131	0.190	0.241	0.284	0.320	0.349	0.373	0.391	0.405	0.425	0.440	0.454	0.460
0.5	0.079	0.155	0.224	0.284	0.336	0.379	0.414	0.441	0.463	0.481	0.505	0.525	0.540	0.548
0.6	0.089	0.174	0.252	0.320	0.379	0.428	0.467	0.499	0.524	0.544	0.572	0.596	0.613	0.624
0.7	0.097	0.189	0.274	0.349	0.414	0.467	0.511	0.546	0.584	0.597	0.628	0.650	0.674	0.688
0.8	0.103	0.202	0.292	0.373	0.441	0.499	0.546	0.584	0.615	0.639	0.674	0.703	0.725	0.740
0.9	0.108	0.211	0.306	0.391	0.463	0.524	0.574	0.615	0.647	0.673	0.711	0.742	0.766	0.784
1.0	0.112	0.219	0.318	0.405	0.481	0.544	0.597	0.639	0.673	0.701	0.740	0.774	0.800	0.816
1.2	0.117	0.229	0.333	0.425	0.505	0.572	0.628	0.674	0.711	0.740	0.783	0.820	0.849	0.868
1.5	0.121	0.238	0.345	0.440	0.525	0.596	0.650	0.703	0.742	0.774	0.820	0.851	0.894	0.916
2.0	0.124	0.244	0.355	0.454	0.540	0.613	0.674	0.725	0.766	0.800	0.849	0.894	0.930	0.956

COEFICIENTES DE INFLUENCIA POR SOLUCION DE HOLL Y NEWMARK DE LA ECUACION DE BOUSSINESQ POR ESFUERZOS VERTICALES.

de mayor longitud.

Los valores de  $C_s$ , para el caso de la carga concentrada centrada verticalmente sobre el conducto se obtienen directamente de la tabla de coeficiente de influencia desarrollada por Newmark para valores de  $B_c/2H$  y  $L/2H$ , tabla 1.

Si la carga concentrada se desplaza lateral y longitudinalmente desde un punto verticalmente centrado sobre la sección del tubo en construcción, la carga puede calcularse añadiendo algebraicamente el efecto de la carga en varios rectángulos con una esquina centrada bajo la carga concentrada. En este caso la tabla 1 se usa con los valores de la longitud y ancho de cada rectángulo dividido entre  $H$  y los valores de  $C_s$  se dividen entre 4 para obtener el coeficiente de carga de un rectángulo cuya esquina está verticalmente centrada bajo la carga.

C.3. Cargas distribuídas. - Para el caso de una carga distribuída sobrepuesta mostrada en la Fig. 13, la fórmula para la carga sobre el conducto es

$$W_{sd} = C_s p F B_c \quad (10)$$

en la cual  $W_{sd}$ , es la carga en el conducto en toneladas por metro;  $p$  es la intensidad de la carga distribuída;  $F$  es el efecto de impacto;  $B_c$  es el ancho del conducto en metros;  $C_s$  es el coeficiente de carga, una función de  $D/2H$  y  $M/2H$  de la tabla 1;  $H$  es la altura desde la cima del conducto a la superficie del terreno en metros;  $D$  y  $M$  es el ancho y la longitud, respectivamente, del área en que actúa la carga distribuída en metros.

C.4. Efecto de impacto.- Los factores de impacto sugeridos para varias clases de tráfico son:

Caminos	1.5
Ferrocarril	1.75
Campos de Aviación	
Pistas	1.00
Caminos para coches	1.50

C.5. Conductos bajo rieles de ferrocarril.-La carga viva puede considerarse como una carga uniformemente distribuida igual al peso de los ejes motores de la locomotora dividido entre un área igual a la longitud ocupada por los ejes motrices multiplicada por la longitud de los durmientes. Además debe añadirse una carga de 330 Kg/m por el peso de la estructura de los rieles.

C.6. Conductos bajo pavimento rígido.- Un método para calcular la carga transmitida a conductos bajo pavimento rígido se da en "Vertical Pressure in Culverts Under Wheel Loads on Concrete Pavements Slabs" (2).

#### D. Resistencia de soporte de conductos rígidos

D.1. Introducción. La habilidad de un conducto para resistir en forma segura la carga calculada de tierra depende no sólo de la resistencia inherente al conducto sino también de la distribución de la carga vertical y la reacción de apoyo así como de la presión lateral que actúa contra los lados del conducto.

La resistencia inherente del conducto rígido se especifica usualmente por su resistencia en la prueba de carga de tres apoyos que es conveniente y segura pero diferente de la forma en la que actúan las cargas reales en el conducto.

Con el objeto de seleccionar la combinación más económica de la resistencia del tubo y su forma de apoyo para resistir una carga calculada con seguridad, debe establecerse una relación entre la carga calculada, la resistencia de laboratorio y la resistencia en el campo para diversas condiciones de instalación.

Al referirnos a la resistencia de soporte de un tubo instalado en el campo es necesario acompañar el término "resistencia de soporte" con una descripción de las condiciones de instalación en un caso particular.

Así como se calculan las cargas en un conducto, para la determinación de su resistencia de soporte es conveniente clasificar las condiciones de instalación como de "trincheras" y de "terraplén", las cuales se tratarán separadamente.

D.2. Resistencia de pruebas de laboratorio.- Los tubos rígidos pueden probarse en el laboratorio para determinar su resistencia por la prueba de carga sobre tres apoyos y la prueba de carga con apoyos de arena.

Ambos métodos de prueba son descritos en detalle en las especificaciones C4, C14, C118 y C76 de la ASTM.

De estas dos pruebas la de los tres apoyos es la más simple y la más usada. Los resultados de pruebas de resistencia en el laboratorio, en el caso de tubos de concreto reforzado se expresa con la carga en Kilogramos por metro de longitud que hace que se produzca una grieta de 0.25 mm y la carga última que puede resistir el tubo. En tubos no reforzados ambas cargas son esencialmente la misma y la aparición de la grieta de 0.25 mm mencionada se considera la carga última.

D.3. Apoyo de los tubos.- El contacto entre un tubo y la cimentación en la que descansa constituye su tipo de apoyo (cama). Este tiene una influencia importante en la distribución de la reacción contra el fondo del tubo y por tanto influye en la carga de soporte del tubo instalado.

D.4. Rellenos.- El suelo situado a los lados y encima del tubo constituye el relleno. Este influye en la resistencia de soporte del tubo al ejercer presión lateral contra el tubo.

D.5. Resistencia de soporte en el campo.- La resistencia de soporte en el campo de un tubo rígido es la carga máxima en Kilogramos por metro, que soportará el tubo en estado de servicio al ser instalado bajo condiciones específicas de apoyo y de relleno.

La "resistencia de soporte en el campo" no debe confundirse con la "resistencia de trabajo" que contiene un factor de seguridad.

La resistencia de soporte en el campo, está influenciada por la distribución de

la carga vertical en la cima, la distribución de la reacción vertical en el fondo y la magnitud y distribución de la presión lateral contra el tubo. Es mayor que la resistencia de la prueba de carga de los tres apoyos debido a que la distribución de la carga y de la reacción es más favorable en la instalación de campo y a la completa ausencia de presión lateral en la prueba de laboratorio.

D.6. Definición del factor de carga.- La razón de la resistencia de un tubo bajo una condición de carga y de apoyos establecidos a su resistencia en la prueba de los tres apoyos se le llama factor de carga. Esta relación es expresada como fórmula

Resistencia de soporte en el campo = Factor de carga por resistencia en la prueba de carga de tres apoyos.

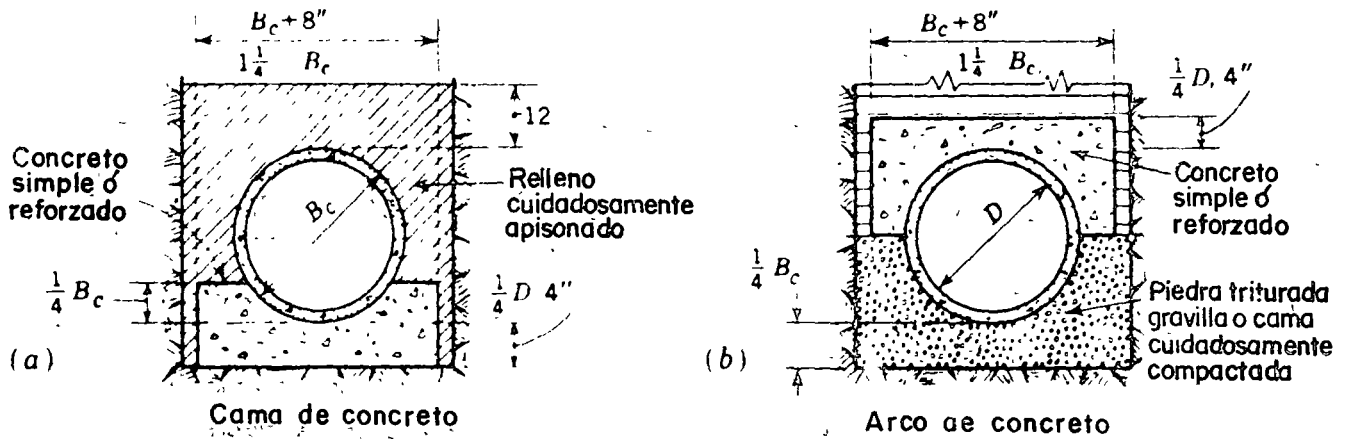
Este factor de carga no contiene un factor de seguridad.

Los factores de carga se han determinado experimentalmente para las condiciones comunes usadas en la construcción, tanto para conductos en trinchera como en terraplén.

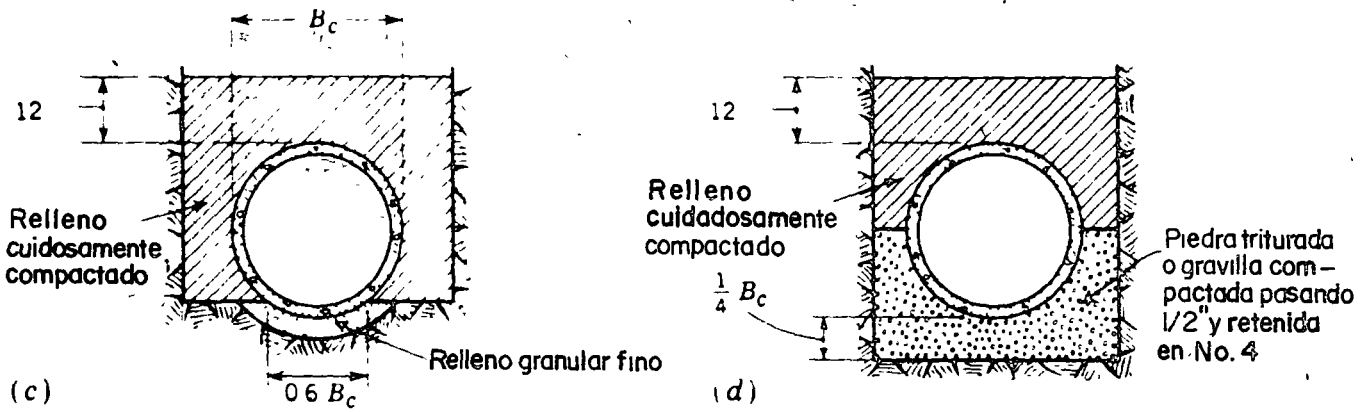
D.7. Resistencia de soporte en condiciones de trinchera.

D.7.a. Clases de apoyo.- Las cuatro clases de apoyo más comunes usadas para tubos en trinchera se describen como sigue y se ilustran en la Fig. 14.

Clase A.- Cama de concreto o arco de concreto. Esta clase de apoyo puede tener dos formas.



CLASE A



CLASE B

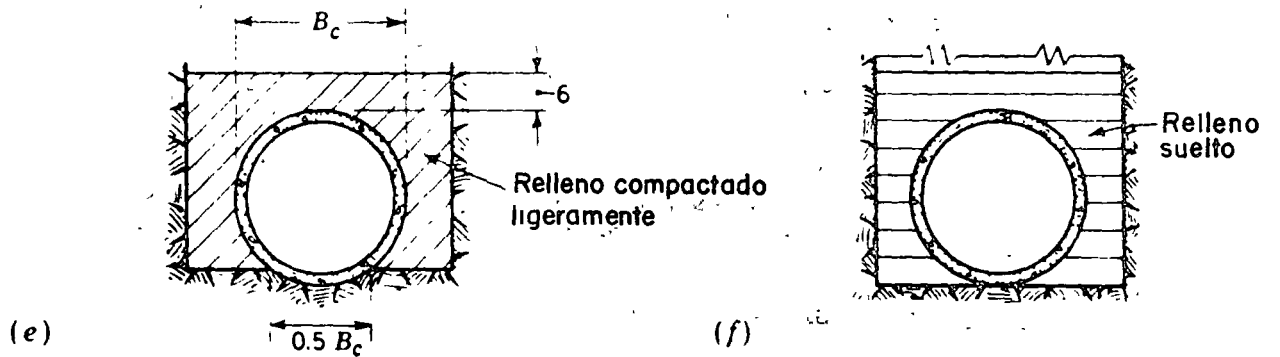


FIG. 14.- CAMAS DE TUBOS EN ZANJA

Cama de concreto. El tubo se apoya en una cama de concreto simple o reforzado con un espesor mínimo de un cuarto del diámetro interior, que sube a los lados una altura igual a un cuarto del diámetro exterior. La cama tendrá un ancho al menos igual a el diámetro exterior del tubo más 20 cm. El relleno arriba de la cama y hasta 30 cm arriba de la corona del tubo deben apisonarse cuidadosamente.

Arco de concreto.- El tubo debe apoyarse en material granular cuidadosamente apisonado con un espesor mínimo de un cuarto del diámetro exterior entre el fondo del tubo y el fondo de la trinchera, y subir hasta la mitad del tubo. La mitad superior del tubo se cubrirá con un arco de concreto simple o reforzado con un espesor mínimo de un cuarto del diámetro exterior en la corona y con un ancho mínimo igual al diámetro exterior del tubo más 20 cm.

El factor de carga para apoyo de cama de concreto de la clase A es 2.2 para concreto simple en relleno ligeramente compactado; 2.8 para concreto simple con relleno cuidadosamente compactado; y hasta 3.4 para concreto reforzado con  $p = 0.4\%$  en donde  $p$  es la razón del área del acero al área de concreto en la plantilla.

El factor de carga para el tipo de apoyo de arco de concreto de la clase A es 2.8 para concreto simple; hasta 3.4 con concreto reforzado con  $p = 0.4\%$  y hasta 4.8 si  $p = 1\%$  donde  $p$  es la razón del área de acero al área de concreto en la corona.

Clase B.- Apoyo de primera clase. La clase B puede obtenerse por cualquiera de los dos métodos de construcción siguientes:



Apoyo conformado con relleno apisonado. El fondo de la excavación de la trinchera debe conformarse para ajustarse a la superficie cilíndrica con un radio de al menos 5 cm mayor que el radio exterior del tubo y un ancho suficiente para permitir que seis décimos del ancho del tubo apoye en un relleno granular fino colocado en la excavación conformada. El relleno cuidadosamente apisonado debe colocarse a los lados del tubo hasta un espesor de al menos 30 cm arriba de la cama del tubo.

Cama de material granular compactado con relleno apisonado. El tubo debe apoyarse en material granular compacto colocado en un fondo de trinchera -- plano.

El material granular será de piedra triturada o gravilla que pase una criba de 1/2" pero será retenido en la criba N4.

La cama granular tendrá un espesor mínimo de un cuarto del diámetro exterior del tubo y se extenderá hasta la mitad del tubo a los lados. El resto de los rellenos laterales y en un espesor mínimo de 30 cm arriba de la corona de el tubo se harán con material cuidadosamente compactado.

El factor de carga para cualquiera de los métodos de construcción será 1.9.

Clase C. Apoyo ordinario. El tubo se apoya en la forma ordinaria en la cimentación de tierra dada por el fondo de la trinchera con una excavación que siga la forma del tubo con razonable precisión en un ancho de al menos el 50% del diámetro exterior. Los rellenos laterales y el área encima del tubo en un espesor mínimo de 15 cm encima de la corona se llenará con un relleno ligeramente compactado.

El factor de carga del apoyo de la clase C es 1.5.

Clase D. Trinchera de fondo plano. En esta clase de apoyo el fondo de la trinchera se deja plano y no se cuida que haya compactación del relleno de los lados e inmediatamente arriba del tubo.

El factor de carga de la clase D de apoyo es 1.1.

Bajo las condiciones presentes, el apoyo de la clase C, haciendo la excavación del frente de la trinchera con la forma del tubo, generalmente constituye el método de instalación más práctico y económico.

D.7.b. Roca y otras cimentaciones incompresibles.- Cuando se encuentra una cama de roca, material rocoso compacto u otro material de fundación que no sea compresible, los tubos deberán apoyarse de acuerdo con los requisitos de una de las clases de apoyo descritas, pero con las siguientes adiciones:

El material duro no compresible debe excavarse a la elevación del fondo de la cama de concreto (apoyo Clase A) o debajo del fondo del tubo (apoyos Clases B, C o D) a una profundidad al menos de 15 cm. El ancho de la excavación debe ser al menos un 25% mayor que el ancho del tubo. La excavación deberá rellenaarse con material granular como se especifica para los apoyos de la Clase B.

D.7.c. Los tubos de barro pueden requerir recubrirse de concreto cuando no pueda obtenerse una carga de soporte segura por los métodos de apoyo. El aumento de la resistencia de soporte que puede esperarse por el recubrimiento para las condiciones de apoyo en trinchera se muestra en la Fig. 15. Estos -

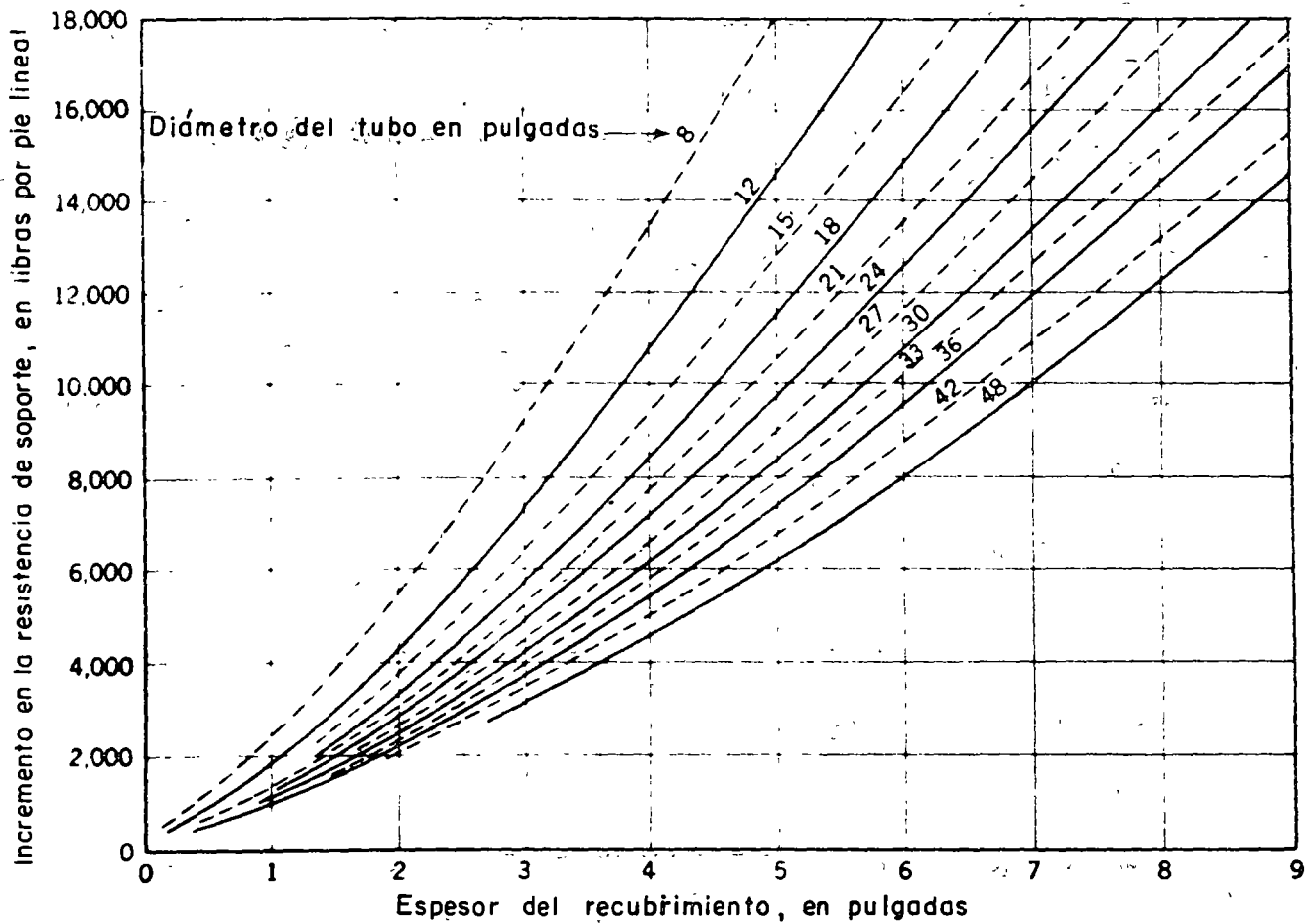


FIG. 15.- EFECTO DE CONCRETO DE 3,000 lb DE RECUBRIMIENTO EN VARIOS ESPESORES EN LA RESISTENCIA AL SOPORTE DE TUBOS BAJO CONDICIONES DE APOYO EN TRINCHERAS

valores son siete décimos de los obtenidos por la prueba de carga de los tres apoyos. (3). Para otras resistencias del concreto, la resistencia de soporte puede determinarse en proporción a la resistencia. El recubrimiento de concreto puede requerirse también para tubos construídos con pendientes comparativamente grandes donde existe la posibilidad de que las camas de tierra puedan ser erosionadas por corrientes de agua debajo o alrededor del tubo.

D.8 Resistencia de apoyo de conductos rígidos en terraplenes. Esta resistencia es posible que se vea afectada por el empuje activo contra los lados del tubo. Es por esto que se trata separadamente el caso de terraplenes y también debe separarse el tipo de proyección positiva del de proyección negativa y trinchera imperfecta.

D.8.a. Conductos de proyección positiva.- El factor de carga depende del tipo de apoyo, de la magnitud de la presión activa y del área expuesta a esta presión.

Puede calcularse con la fórmula:

$$L_f = \frac{1.431}{N - xq} \quad (11)$$

en la cual  $L_f$  es el factor de carga;  $N$  es un parámetro que depende de la clase de apoyo;  $x$  es un parámetro que depende del área sobre la que se ejerce la presión activa; y  $q$  es la razón de la presión lateral a la presión vertical total en el tubo. Esta última puede estimarse por la fórmula:

$$q = \frac{p k}{C_c} \left( \frac{H}{B_c} + \frac{p}{2} \right) \quad (12)$$

en la cual  $k$  es la razón de Rankine, ordinariamente aceptada como de 0.33.

Las clases de apoyo se muestran en la Fig. 16. Los valores de  $N$  para estas clases de apoyo son:

Clase de apoyo	Valor de $N$
A (cama de concreto simple)	0.421 a 0.505
A (cama de concreto reforzado)	0.505 a 0.636
B	0.707
C	0.840
D	1.310

Los valores del parámetro  $x'$  para la clase A de apoyo y de  $x$  para las demás clases son:

Fracción del tubo sujeta a presión lateral, $p$	$x$	$x'$
0.5	0.423	0.856
0.7	0.594	0.811
0.9	0.655	0.678
1.0	0.638	0.638

La fracción  $p$  es la razón entre la parte expuesta a presión y el diámetro.

D.8.b. Conductos de proyección negativa.- En general deberán considerarse los mismos factores de carga que para la condición de trinchera; pero debido a que es posible lograr mejores compactaciones en un terraplén se sugiere

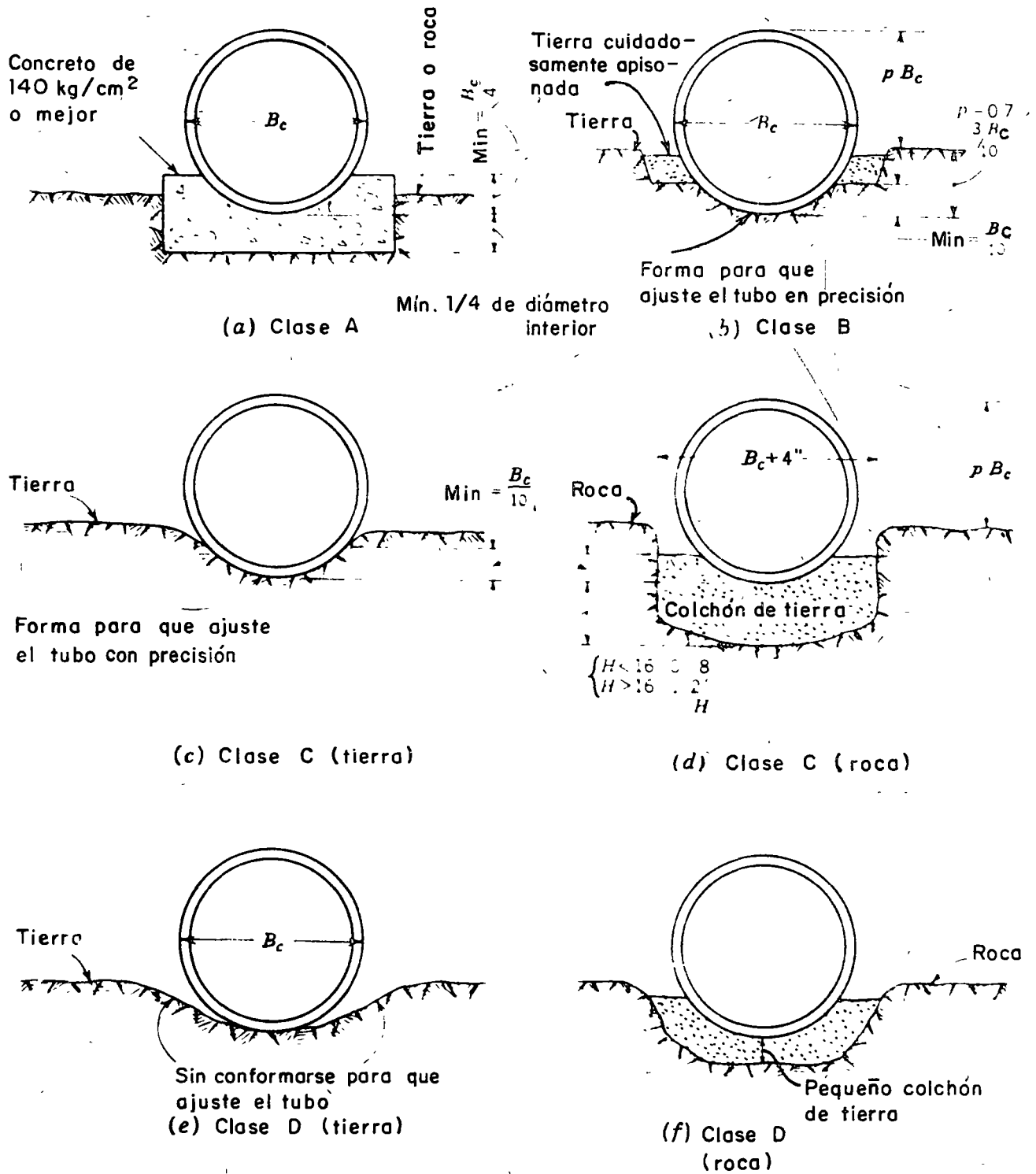


FIG. 16.- CLASES DE CAMAS PARA CONDUCTOS CON PROYECCION

que cuando esto se garantice se use la fórmula 11 y 12 con  $k = 0.15$ .

#### E. Resistencia de soporte de tubos flexibles

Los tubos flexibles incrementan su resistencia al actuar el empuje pasivo - debido á su deformabilidad.

El diseño de los tubos flexibles se dirige hacia la determinación de su deflexión bajo carga.- Un máximo de deformación se admite ser del 5% del diámetro normal.

Una fórmula para calcular esta deflexión bajo carga de tierra es

$$\Delta x = D_e \frac{K W_c r^3}{EI + 0.061 E' r^3} \quad (13)$$

En donde  $\Delta x$  es la deflexión vertical y horizontal del tubo en cm;  $D_e$  es un factor de retraso;  $K$  es una constante que depende del ángulo que subtiende el apoyo;  $W_c$  es la carga vertical del tubo en Kg por cm;  $r$  es el radio medio del tubo en cm;  $E$  es el módulo de elasticidad del material del tubo en - - Kg/cm<sup>2</sup>;  $I$  es el momento de inercia por unidad de longitud de la sección transversal de la pared del tubo en cm<sup>4</sup> por cm;  $E' = e_r$  es el módulo de reacción del suelo en Kg/cm<sup>2</sup> y  $e$  es el módulo de resistencia pasiva del suelo circundante, en Kg/cm<sup>2</sup> por cm.

El factor de retraso da el incremento de deflexión con el tiempo que en parte depende del tiempo en que se desarrolla la carga completa sobre el tubo. Valores que se recomiendan para este factor van de 1.25 a 1.50.

Los valores de la constante de apoyo que depende del ancho del apoyo del tubo son:

Angulo del apoyo, grados	Constante K
0	0.110
30	0.108
45	0.105
60	0.102
90	0.096
120	0.090
180	0.083

Todavía falta mucho por saber sobre el módulo de resistencia pasiva  $e$ , y su influencia en la deflexión de tubos flexibles. Una investigación mostró que este módulo es fuertemente influenciado por el tamaño del tubo y que, para un tipo dado de suelo para una compactación dada, el producto del módulo por el radio del tubo  $E'$  es constante, esto es que para el mismo suelo el módulo varía inversamente con el radio.

También se observó en un número limitado de tubos en servicio que el valor de  $E'$  varía mucho, de un mínimo de 16.4 Kg/cm<sup>2</sup> en un limo arenoso limoso - sin compactar a un máximo de 560 Kg/cm<sup>2</sup> en un suelo de arenisca compactada a la densidad de Proctor. En cinco alcantarillas en que el suelo, de los lados fue compactado (aunque no necesariamente a la densidad de Proctor) el valor de  $E'$  varió entre 35 Kg/cm<sup>2</sup> y 93 Kg/cm<sup>2</sup> y el promedio fue de 54 Kg/cm<sup>2</sup>. En base en estas observaciones se recomienda un valor de  $E' = 50$  Kg/cm<sup>2</sup> para diseño si el relleno lateral se compacta al 90% o más de la densidad de -



Proctor en una distancia de dos diámetros del tubo a cada lado.

El primer término del denominador,  $EI$ , en la ec. 13, refleja la influencia de la rigidez inherente del tubo en la deflexión; en tanto que el segundo término,  $0.061 E'r^3$ , refleja la influencia del empuje pasivo a los lados del tubo. El segundo término puede ser excesivamente predominante, en el caso de tubos de gran diámetro, con el resultado de que un tubo muy ligero puede aparecer como satisfactorio. Como la pared del tubo debe tener suficiente resistencia a la flexión y a la carga axial para producir y utilizar el empuje pasivo a los lados del tubo se recomienda como medio práctico, que el valor de  $EI$  nunca sea menor de un 10% a 15% del término  $0.061 E'r^3$ .

Los tubos de metal corrugado son el tipo más usado de tubos flexibles para drenaje. Las láminas de que se fabrican estos tubos son de dos tipos generales, estándar y estructural. Las corrugaciones estándar son de 1.2 cm de profundidad con un espaciamiento de 6.7 cm centro a centro. Las corrugaciones en placa estructural son de 5 cm de profundidad con espaciamiento de 15 cm centro a centro. En la Tabla 2 se indican momentos de inercia y calibres de estos dos tipos de corrugaciones.

MOMENTOS DE INERCIA DE LAMINAS CORRUGADAS  
(pulgadas<sup>4</sup> por pulgada)

Calibre	Espesor	Corrugación estándar	Corrugación placas estructurales
1	0.2690	....	0.16541
3	0.2391	....	0.14588
5	0.2092	....	0.12670
7	0.1793	....	0.10777
8	0.1644	0.00550	0.09610
10	0.1345	0.00450	0.07812
12	0.1046	0.00350	0.05455
14	0.0747	0.00250	...
16	0.0598	0.00200	...

TABLA 2

La ecuación 13 ha sido desarrollada para conductos flexibles bajo terraplenes. Los drenes de lámina corrugada que deben soportar un relleno no deben desplantarse sobre una cama rígida; debe proporcionarse siempre un colchón de tierra compresible.

El metal corrugado no debe recubrirse de concreto. Para tubo de lámina corrugada instalado en trincheras, deberán usarse los manuales de los fabricantes para las recomendaciones sobre calibres y corrugaciones.

#### F. FACTOR DE SEGURIDAD Y RELACIONES DE DISEÑO

En el diseño de un tubo rígido, las resistencias son medidas usualmente en tér

minos de la resistencia última obtenida en la prueba de carga de los tres apoyos para concreto simple y para la aparición de una grieta de 0.25 mm para los de concreto reforzado. Por tanto la resistencia especificada por el método de carga de los tres apoyos dividida entre el factor de seguridad apropiado da la resistencia de trabajo en término de la carga en tres apoyos. Debe aplicarse un factor de seguridad de 1.5 a la carga última mínima de la prueba de los tres apoyos para determinar la resistencia de trabajo de todos los tubos rígidos.

Los conductos flexibles fallan por exceso de deformación y alcanzan un estado de falla incipiente a una deflexión aproximadamente del 20% de su diámetro inicial.

Se recomienda una deflexión límite del 5% con un factor de seguridad de 1.25. Los factores de seguridad establecidos no justifican una construcción defectuosa. Es obligatorio que las suposiciones del diseño se llevan a la práctica si se desea prevenir fallas.

Se pueden establecer las siguientes relaciones de diseño:

Resistencia de soporte segura: 
$$\frac{\text{Resistencia de soporte en el campo}}{\text{factor de seguridad}}$$

en donde la resistencia de soporte en el campo es igual a la resistencia de la prueba en los tres apoyos por el factor de carga; o sea

Resistencia de soporte segura = 
$$\frac{\text{Resistencia en tres apoyos} \times \text{factor de carga}}{\text{factor de seguridad}}$$

y como la resistencia de soporte segura debe ser igual a la carga máxima en el campo.

La resistencia requerida en la prueba de los tres apoyos =

$$\frac{\text{Carga máxima en el campo} \times \text{factor de seguridad}}{\text{factor de carga}}$$

## G .Instalación en túnel

G.1 . General.- Cuando el dren es muy profundo o cuando las obstrucciones en la superficie son tales que dificultan construir el dren por el sistema de "cortar y cubrir" puede ser más económico poner el dren utilizando un túnel. El procedimiento usual en este evento, consiste en excavar primero el túnel, dando un soporte o ademe al terreno que puede estar formado por marcos de acero o de madera con forro de estos materiales para colocar el tubo después de terminada la excavación con su ademe. (Fig. 17).

El espacio comprendido entre el ademe y el tubo se rellena con tierra compactada o lechada de cemento inyectada. En muchas ocasiones especialmente en conductos de concreto, el conducto se cuela en el lugar por lo que se establece el contacto con el ademe al hacerse este colado.

Como es aparente, las condiciones que se presentan al instalar alcantarillas mediante la excavación en túnel difieren radicalmente de las que se tienen cuando la alcantarilla se instala en trinchera o en terraplén. En estos casos la presencia del conducto antes de colocar el relleno o el terraplén hace que éste cargue el peso de la tierra que se le coloca encima más o menos las fuerzas friccionantes que pueden aparecer en los planos friccionantes que supone Marston y también cabe pensar en una interacción suelo estructura

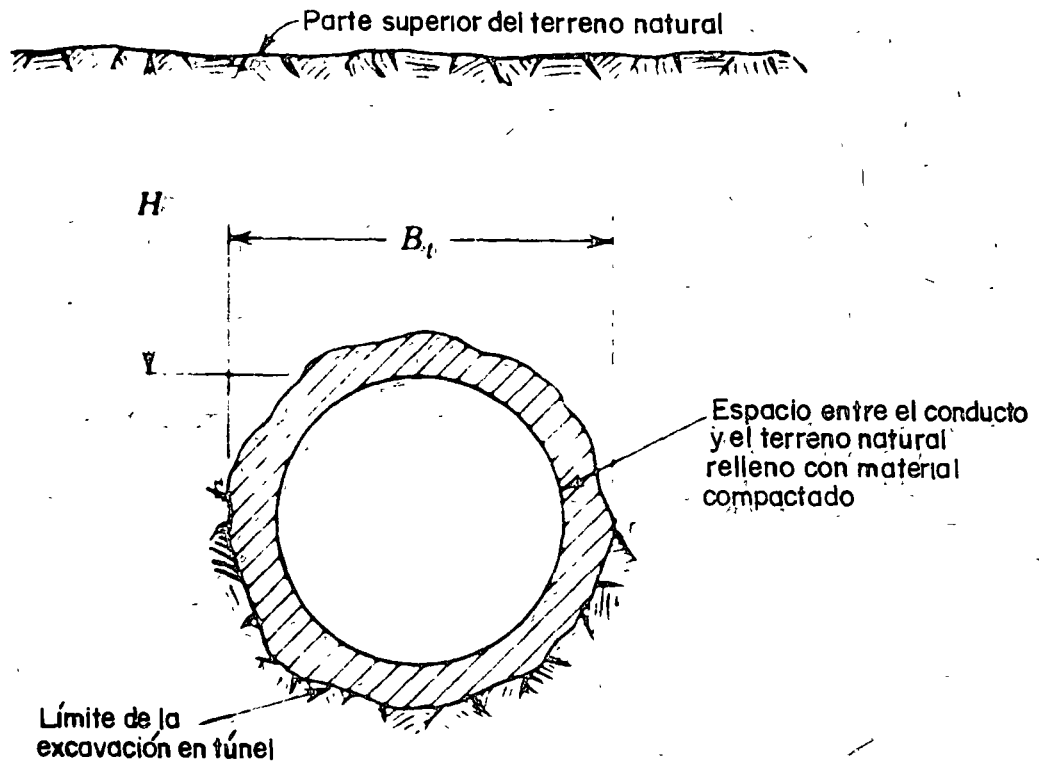


FIG. 17-CONDUCTO EN TUNEL

particularmente importante en el caso de los tubos flexibles; pero no son estas las condiciones que se tienen en la instalación en túnel por que el contorno adentro del cual queda el conducto es o se hace estable antes de instalar el conducto.

#### G.2. Esfuerzos en el contorno de una excavación en túnel

Cuando se hace una excavación en túnel se cambia el estado de esfuerzos existentes en el terreno antes de la excavación. Pensando como una prime

ra aproximación para la solución a este problema, que se trata del caso de un material elástico, homogéneo e isotrópico, con suficiente resistencia como para soportar con un margen de seguridad adecuado los esfuerzos que se generan al practicar la excavación, son aplicables las ecuaciones de Kirsh:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_h) \left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right) - \frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_h) \left(1 + 3 \frac{R^4}{r^4} - 4 \frac{R^2}{r^2}\right) \cos 2\varphi \\ \sigma_\theta &= \frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_h) \left(1 + \frac{R^2}{r^2}\right) + (\sigma_v - \sigma_h) \left(1 + 3 \frac{R^4}{r^4}\right) \cos 2\varphi \\ \sigma_{r\theta} &= \frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_h) \left(1 - 3 \frac{R^4}{r^4}\right) + 2 \frac{R^2}{r^2} \sin 2\varphi \\ \sigma_z &= \nu (\sigma_r + \sigma_\theta) = (\sigma_v + \sigma_h) + 2 (\sigma_v - \sigma_h) \frac{R^2}{r^2} \cos 2\varphi\end{aligned}\tag{14}$$

donde:

$\sigma_v$  y  $\sigma_h$ , son los esfuerzos existentes (vertical y horizontal) a la profundidad del túnel

$\sigma_r$ , es el esfuerzo radial en la roca

$\sigma_\theta$ , es el esfuerzo tangencial en la roca

$\sigma_z$ , es el esfuerzo longitudinal en la roca (en la dirección del eje de la excavación)

$R$ , Es el radio de la excavación

$r$ , es la distancia del centro de la excavación

$\varphi$ , es el ángulo polar

$\nu$ , es el coeficiente de Poisson

Según estas ecuaciones los esfuerzos en la pared de la excavación son:

$$\sigma_r = \tau_{r\theta} = 0$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta} &= \sigma_v + \sigma_h + 2 (\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\varphi \\ \sigma_z &= \sqrt{(\sigma_v + \sigma_h + 2 (\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\varphi)} \end{aligned} \quad (15)$$

Llamando

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

se tiene que

$$\sigma_{\theta} = \sigma_v [1 + K_0 + 2(1 - K_0) \cos 2\varphi]$$

Para  $\varphi = 0^\circ$ , puntos extremos de un diámetro horizontal

$$\sigma_{\theta} = \sigma_v (3 - K_0)$$

Para  $\varphi = 90^\circ$ , techo y fondo de la excavación

$$\sigma_{\theta} = \sigma_v (3 K_0 - 1)$$

Por ejemplo si  $K_0 = 1$  para  $\varphi = 0^\circ$  y  $\varphi = 90^\circ$

$$\sigma_{\theta} = 2 \sigma_v$$

Si  $K_0 = 0.5$

Para  $\varphi = 0$

$$\sigma_{\theta} = 2.5 \sigma_v$$

Para  $\varphi = 90^\circ$

$$\sigma_{\theta} = 0.5 \sigma_v$$

Si se tiene en cuenta que la presión vertical existente  $p_v$  a una profundidad  $h$  es igual  $wh$  en que  $w$  es el peso volumétrico del material de rocas que pueden ser granito, basalto, gneiss, etc., estos materiales alcanzan resistencias a la ruptura fácilmente de  $900 \text{ Kg/cm}^2$  y si les suponemos un coeficiente de seguridad de 1.5 podrían trabajar con seguridad a  $600 \text{ Kg/cm}^2$ . En una ex

cavación circular hecha a una profundidad  $h$ , para  $K_0 = 0.5$ , y  $w = 2.1 \text{ Ton/m}^3$ , el contorno de la excavación en túnel es estable por sí sólo a la profundidad  $h$  que sigue

$$2.5 \times h \times 2.1 = 6000$$

$$h = 1142.8 \text{ m}$$

Lo anterior acontece en un material elástico y resistente pero las rocas no son elásticas, sino que tienen un comportamiento visco-elástico, esto es, a carga constante, una probeta a compresión simple sufre una deformación instantánea que crece con el tiempo a una velocidad decreciente y después de un cierto intervalo la velocidad de deformación se hace constante.

Este tipo de comportamiento hace que los esfuerzos en la zona del túnel se vayan disipando gradualmente primero en el frente de excavación y después en el contorno de la misma.

Esta disipación gradual de esfuerzos es favorecida por el proceso de construcción ya que la excavación no es instantánea sino requiere tiempo, de tal modo que aunque la resistencia a la compresión no confinada sea muy inferior a la presión teórica que se presentaría en el contorno si el material fuera elástico, para comportamiento viscoelástico, el contorno no falla sino simplemente sufre un desplazamiento que se detiene en poco tiempo. En materiales como tobas o areniscas parcialmente cementadas estos desplazamientos son de unos cuantos centímetros.



Este comportamiento ha sido comprobado mediante modelos físicos a escala geométrica reducida sujetos a una presión igual a la que tendría el prototipo. (4). En estos modelos se ha llegado a emplear arena sin mas cohesión que la que le proporciona su contenido de humedad estimada en  $0.05 \text{ Kg/cm}^2$ , siendo la presión aplicada  $13.6 \text{ Kg/cm}^2$  el esfuerzo elástico que se tendría en el contorno aún para  $K_0 = 1$  y  $\varphi = 0^\circ$ , sería de  $27.2 \text{ Kg/cm}^2$ , habiéndose observado que el contorno se mantiene inalterado, sin fallar. (Ver fotos).

En este modelo, escala 1:80, aunque se aplicó la presión de roca no se representó el efecto del peso propio del material pues los esfuerzos por peso propio en el modelo, por ser la escala de pesos volumétricos igual a la unidad, están a la escala de líneas y son mucho menores de los que se presentan en el prototipo.

De hecho la fórmula de Kirsh tampoco considera el peso propio del material sino que los esfuerzos  $p_v$  y  $p_h$  se suponen aplicados en las fronteras de una tajada confinada del material elástico, por lo que sus fórmulas dan los esfuerzos que resultan bajo esta condición de carga al existir una horadación. Es por ésto que la realidad del problema de los túneles es, que aunque los esfuerzos existentes se disipan en el contorno de la excavación como mostró el modelo visco-elástico, hay una cierta altura de material cuyo peso gravita sobre el techo de la misma.

### G.3 Carga sobre el techo del túnel

Entre las diversas fórmulas en uso para calcular la carga que recibe el techo

del túnel por efecto del peso de una parte del material que está encima, la más experimentada es la de Protodyakonov. (Ref. 5).

Según este autor el material que gravita sobre el techo sigue un contorno parabólico de ancho B igual al ancho de la excavación y altura al centro dada por la ecuación: (para deducción véase Apendice 2)

$$h = \frac{B^2}{2f}$$

donde:

f que se le denomina factor de resistencia, tiene los valores siguientes:

$f = \text{Tan } \phi$  en suelos friccionantes

$f = \text{Tan } \phi + \frac{C}{C_c}$  en suelos cohesivos

$f = \frac{\sigma_k}{100}$  en rocas

en que:

$\phi$  = ángulo de fricción interna

C = cohesión

$C_c$  = Resistencia a la compresión no confinada

$\sigma_k$  = Resistencia a la compresión en especímenes cúbicos en Kg/cm<sup>2</sup>

En la Tabla 3 se dan valores de "f" para varios materiales

En vista de la forma parabólica de la carga, la carga total por unidad de longitud es

$$W = \frac{w B^2}{3f} \quad (16)$$

T A B L A

GRADO DE RESISTENCIA	ENOMINACION DE LA ROCA (SUELO)	PESO VOLU METRICO KG/M3	RESISTENCIA APLAS TAMIENTO (Kg/cm2)	FACTOR DE ESFUERZO "f"
Media	Varios esquisto y pizarras. Marga densa	2400-2600	300	3
Moderadamente flojo	Esquistos flojos y calizas muy sueltas, yeso, suelo congelado, Marga comun. Areniscas en bloques, grava cementada y boleó, pedregales.	200-2600	200-150	2
Moderadamente flojo	Terreno con grava. Esquistos en bloque fisurado, boleó y grava comprimidas, Arcilla dura.	2200-2240	= = = =	1.5
flojo	Arcilla densa, Baslto cohesivo.	2000-2200	= = = =	1.0
flojo	Marga suelta, loess, grava	1800-2000	= = = =	0.8
Suelos	Suelo con vegetación, turba, marga suave, arena mojada	1600-1800	= = = =	0.6
Suelos granulares	Arena, grava fina	1400-1600	= = = =	0.5
Suelos plásticos	Sedimentos, loess modificado y otros suelos en condición líquida	= = = =	= = = =	0.3

La teoría de Protodyaknov ha sido probada con experimentos en modelos que revelan que, con la excepción de pequeñas profundidades, las presiones no son sensiblemente afectados por la profundidad en la que está situado el túnel.

La carga del techo debe ser soportada por el ademe, y es la práctica común que esta misma carga sea la que resiste la estructura del túnel, previendo que con el tiempo el ademe se vuelva incapaz de tomar carga, por oxidación si el ademe es de acero o por putrefacción si es de madera.

El diseño de la estructura del túnel puede hacerse utilizando el concepto de factor de carga empleado por Marston pudiendo asimilarse la clase B de las alcantarillas en zanja a la condición en túnel, o la clase A si el contacto se hace con concreto, como es lo común. De acuerdo con este criterio si la alcantarilla no es prefabricada el ducto puede diseñarse para la condición de los 3 apoyos y la carga de diseño en esta condición multiplicada por el factor de carga deberá ser igual a la carga dada por la ec. 16 multiplicándose por el factor de seguridad.

#### 4.4 Efecto de la presión del agua

Cuando el túnel se haya debajo del nivel freático la presión de tierra en la alcantarilla debe calcularse con el peso sumergido del material,  $w' = w - 1$  pero debe sumársele el efecto de la presión del agua. Resultan diseños muy económicos porque la presión del agua prácticamente sólo produce esfuerzo de compresión en la pared de la alcantarilla.

En cambio en este caso los ademes resultan más cargados que la alcantari-  
lla, pues durante la construcción se anula la presión del agua en el contor-  
no de la excavación, pero debe considerarse el peso volumétrico del mate-  
rial saturado para calcular la carga del techo y a esta carga sumársele la  
presión de infiltración que se genera que es igual a la presión del agua.  
Aunque la resistencia del ademe debe incrementarse, el principal problema  
creado por la presión de infiltración está en que se presenta el peligro de  
socavación en arenas o limos sueltos que hace que el material fluya como un  
líquido hacia la excavación. Este es sin duda el problema más grave que se  
presenta en la construcción de túneles y para resolverlo se han intentado di-  
versas soluciones.

Una de ellas ha sido la de abatir el nivel piezométrico a la profundidad del  
túnel, mediante bombeo efectuado antes de hacer la excavación. Este recur-  
so reduce la presión de infiltración y consiguientemente el peligro de socava-  
ción, aunque suele ser muy costoso.

Otro recurso consiste en trabajar con aire a presión en el frente de la exca-  
vación construyendo lo que se denomina la cámara hiperbárica. Este recur-  
so que también es muy costoso es muy limitado pues sólo es práctico usar  
presión de una atmósfera para no disminuir exageradamente el rendimiento  
de los trabajadores.

El problema de túnel en material permeable sujeto a fuertes presiones de  
agua no ha sido resuelto satisfactoria y económicamente.

### G.5 Túneles en arcillas blandas con presión de poro

Las arcillas blandas con presión de poro, caso típico de la ciudad de México, por su gran deformabilidad y la acción de la presión de infiltración exigen un procedimiento de construcción que impida el movimiento del contorno de la excavación y del frente. Esto se ha logrado mediante el sistema del escudo dotado de cámara a presión de aire. Mediante este sistema es posible acomodar en lo que se llama el "faldón del escudo" un ademe formado por un anillo de dovelas de concreto. (Fig. 18). Al avanzar el escudo el faldón deja libre un espacio igual al espesor del mismo, que la arcilla llena en forma instantánea.

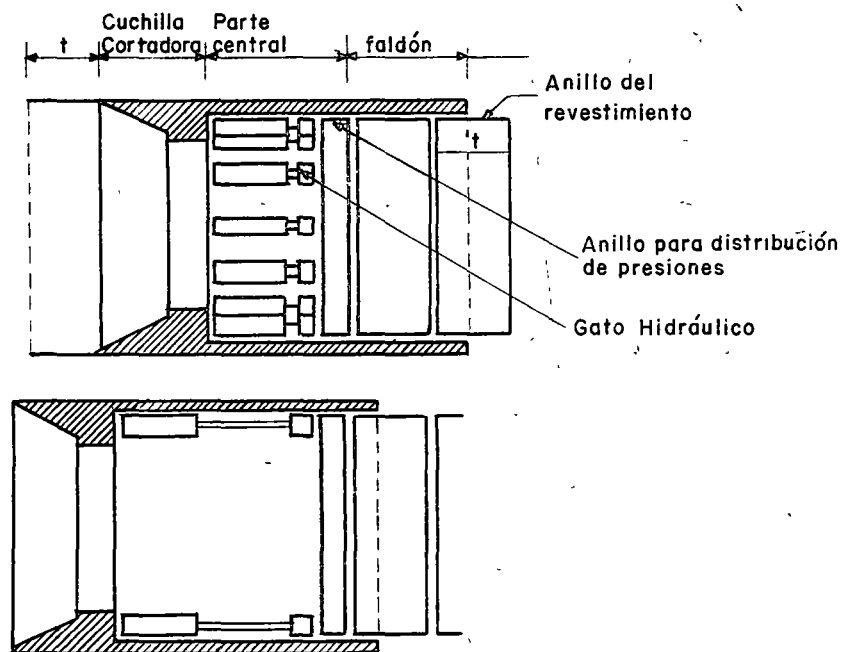


FIGURA 18. EXCAVACION CON ESCUDO

Este es un caso en que no son aplicables ni la teoría de Marston ni la de Protodyakonov para calcular la carga del túnel, pues al impedirse prácticamente el movimiento del contorno, que de otra forma puede cerrar la excava-

ción, no se disipan los esfuerzos, quedando la alcantarilla sujeta a la presión geostática que corresponde a su profundidad, (6) lo que produce un efecto de flotación y consecuentemente fuerzas rasantes en la arcilla que deben equilibrar esta flotación.

De no existir suficiente capacidad de la arcilla para resistir la presión que ejerce sobre ella el ademe por efecto de flotación, no sería posible este método de construcción. En la Ciudad de México resulta paradójico el hecho de que por efecto de la consolidación de la arcilla, debida al bombeo de los acuíferos profundos, la resistencia al cortante de ésta ha aumentado lo suficiente para hacer posible la construcción de los drenes profundos que se han hecho necesarios por causa del propio bombeo.

El problema de la presión del agua tanto en materiales permeables como en las arcillas blandas, que se ha solucionado hasta ahora mediante bombeo y presión de aire, ofrece un campo abierto a la investigación para encontrar métodos mas económicos. Actualmente se está trabajando activamente en este campo.

## APENDICE 1

### Teoría de Marston

Esta teoría fue desarrollada originalmente para suelos granulares, secos, sin cohesión, colocados sobre una alcantarilla. El desplazamiento de la masa de tierra se limita por la fricción que se desarrolla en los planos verticales de cortante.

Estos planos pueden representarse por las verticales dibujadas tangentes al ducto de ancho  $B$ . La resistencia al cortante que actúa a lo largo de estas verticales y que se opone al desplazamiento puede suponerse como

$$\tau = \sigma_h \tan \phi$$

Si el peso unitario del suelo se le denota  $w$  y a la razón entre la presión horizontal y vertical con  $K$ , entonces el esfuerzo  $\sigma_h$  que actúa normalmente al plano de cortante debido al esfuerzo vertical  $\sigma_v$ , se desarrolla a una profundidad  $Z$  bajo la superficie del terreno y se puede expresar por  $\sigma_h = K \sigma_v$

Las fuerzas que actúan en el prisma de ancho  $B$  y altura  $dz$  a la profundidad  $Z$  están ilustradas en la Fig. 1. El equilibrio de estas fuerzas

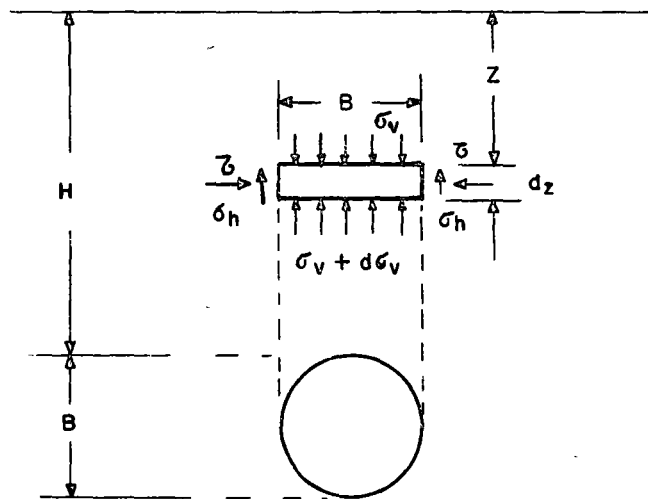


Fig. 1 Suposiciones de Marston



puede expresarse con

$$B w dz = B (\sigma_v + d\sigma_v) - B\sigma_v + 2\tau dz$$

Substituyendo

$$\sigma_n = k \sigma_v, \quad \tau = \sigma_v \tan \phi = k \sigma_v \tan \phi$$

tenemos

$$B w dz = B (\sigma_v + d\sigma_v) - B\sigma_v + 2 k \sigma_v \tan \phi dz$$

de donde

$$B d\sigma_v = (B w - 2 k \sigma_v \tan \phi) dz$$

$$\frac{B d\sigma_v}{B w - 2 k \sigma_v \tan \phi} = dz$$

$$\dots \int \frac{B d\sigma_v}{B w - 2 k \sigma_v \tan \phi} = Z + C$$

Llamando

$$u = B w - 2 k \sigma_v \tan \phi$$

$$du = -2 k \tan \phi d\sigma_v$$

$$\dots B d\sigma_v = -\frac{B du}{2 k \tan \phi}$$

$$\int -\frac{B}{2 K \tan \phi} \frac{du}{u} = -\frac{B}{2 K \tan \phi} \ln (B w - 2 K \tan \phi \sigma_v) = Z + C \quad (1)$$

Supondremos provisionalmente que cuando  $Z = 0$ ,  $\sigma_v = q$  (sobrecarga)

Entonces

$$-\frac{B}{2 K \tan \phi} \ln (B w - 2 K \tan \phi q) = C$$

Substituyendo en (1)

$$-\frac{B}{2K \tan \phi} \int_0^L \frac{Bw - 2K \tan \phi \sigma_v}{Bw - 2K \tan \phi q} dz = Z$$

$$\therefore \frac{Bw - 2K \tan \phi \sigma_v}{Bw - 2K \tan \phi q} = e^{-\frac{2K \tan \phi Z}{B}}$$

$$\frac{Bw}{2K \tan \phi} - \sigma_v = \left( \frac{Bw}{2K \tan \phi} - q \right) e^{-\frac{2K \tan \phi Z}{B}}$$

Para  $q = 0$

$$\sigma_v = \frac{Bw}{2K \tan \phi} \left( 1 - e^{-\frac{2K \tan \phi Z}{B}} \right)$$

y para  $Z = H$

$$\sigma_v = \frac{Bw}{2K \tan \phi} \left( 1 - e^{-\frac{2K \tan \phi H}{B}} \right) \quad (2)$$

Cuando  $\frac{H}{B}$  es suficientemente grande el término entre los parentesis tiende a 1 y la carga total en el ancho B vale

$$W = \frac{w B^2}{2K \tan \phi} \quad (3)$$

Esta expresión tiene gran parecido con la obtenida por Protodyakonov (Ver apéndice 2) pero la K de Rankine aproximadamente vale  $\frac{1}{3}$  y la carga sería 4.5 veces la carga de Protodyakonov.

Terzaghi extendió esta teoría al caso de túneles ampliando el ancho B a  $2 \left[ \left( \frac{B}{2} + B \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right) \right]$  para incluir a las cuñas de cada lado del túnel que se forman por hipotéticos planos de ruptura.

Esta ampliación del ancho lo hace crecer aproximadamente al doble y como la carga depende del cuadrado de este ancho, la carga se cuadruplicaría; pero Terzaghi admite que K debe considerarse igual a 1.

Por lo que la carga de Terzaghi (WT) en relación con la de Protodyakonov (WP) es:

$$\frac{W_T}{W_P} = \frac{4 w B^2}{2 \tan \phi} \frac{3 \tan \phi}{w B^2} = 6$$

No es raro que haya tan grandes discrepancias entre ambos criterios puesto que se parte de conceptos tan diferentes, siendo una curiosa coincidencia el que las ecuaciones sean tan parecidas. La visualización de Marston es aplicable a alcantarillas en zanja y terraplén y no es aplicable a la condición de túnel.

Tal parece que los requisitos que deben emplearse para que la teoría de Marston sea aplicable a túneles son que K sea igual a uno y que el ancho B se limite, como él lo hace, al ancho de la excavación sin admitir que existe una zona fallada a los lados de la misma como supuso Terzaghi. Ambos requisitos corresponden al comportamiento viscoelástico de la roca que permite el alivio de los esfuerzos en el contorno de la excavación debidos a la presión geostática, cosa que presupone la teoría de Protodyakonov, quedando únicamente como carga el peso de una porción de material arriba del techo.

Para  $K = 1$ , la teoría de Marston y la de Protodyakonov conducen sorprendentemente al mismo valor de la presión para suelos granulares sin cohesión.

La única diferencia está en que según Protodyakonov la distribución de presiones sigue una ley parabólica.

Tratándose de túneles es lícito contar con la cohesión ( $c$ ) en cuyo caso la teoría de Marston permite incluirla fácilmente, haciendo  $\tau = c + \sigma_v \tan \phi$ , con lo que se llega a la expresión

$$\sigma_v = \frac{B w - 2 c}{2 \tan \phi} \quad (4)$$

que resulta de despreciar el factor reductor del término entre paréntesis (ec. 2). Este factor valdría 0.97, para  $\frac{H}{B} = 3$  con  $K = 1$  y  $\phi = 30^\circ$ .

La expresión (4) justifica la supresión del ademe cuando se satisface que

$$c = \frac{B w}{2} \quad (5)$$

caso muy interesante al que no puede llegarse con la teoría de Protodyakonov. La expresión (4) aparentemente válida en el caso de los túneles no se justifica en las alcantarillas, particularmente en zanja, en que por el hecho de excavar y rellenar sin compactar con el material que se excava, no sería lícito contar con la cohesión, y tampoco sería justificado el empleo de  $K = 1$ , pues es más probable que se desarrolle el empuje activo de los prismas adyacentes contra el prisma interior que es bastante deformable.

## APÉNDICE 2.

Teoría de Protodyakonov.

Está fundada en la determinación del arqueo natural en la roca. Al desarrollar su teoría para materiales granulares, Protodyakonov supuso que se desarrolló un arco arriba del cual sólo se garantiza el equilibrio si a lo largo de la línea A O B, Fig. 1, hay únicamente esfuerzos de compresión desprovistos de todo efecto de flexión. El arco que se forma bajo esta suposición seguirá con buena aproximación una forma parabólica. Las fuerzas que actúan en una sección D O del arco son:

- La resultante horizontal T de las reacciones que actúan desde la derecha, en la corona O.
- La resultante  $p_v x$  de las presiones verticales.
- La reacción tangencial R' en el punto D de las fuerzas de la izquierda en la mitad inferior del arco.

Tomando momentos con respecto a D tenemos

$$M_D = -Ty + \frac{p_v x^2}{2} = 0, \quad \frac{p_v x^2}{2} = Ty$$

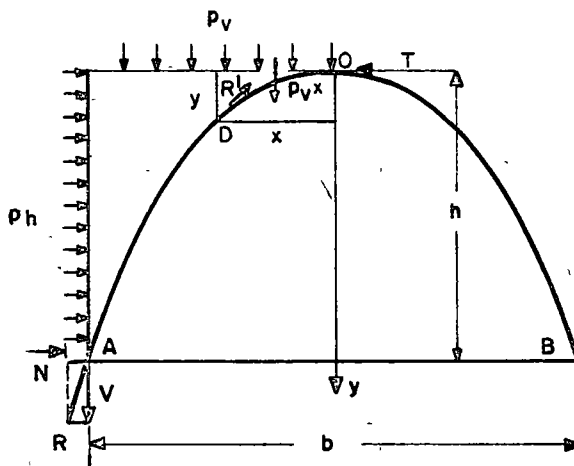


Fig. 1.- Anotaciones y suposiciones de Protodyakonov.

En el arranque A, la presión se ejerce por la reacción R que puede descomponerse en una componente vertical V y una horizontal N. La componente verti

cal produce un asentamiento mientras que la horizontal tiende a abrir el arco.

La resistencia de este arco natural puede derivarse de la condición de que cualquier desplazamiento producido por la fuerza horizontal  $N$  es evitado por la resistencia friccionante que se desarrolla en el plano A-B bajo la presión vertical.

Con símbolos:  $N = V f$ , donde  $V = p_v \frac{b}{2}$ , y  $f$ , el coeficiente de fricción interna =  $\tan \phi$

Una reserva de seguridad adicional contra el desplazamiento horizontal la da la presión horizontal que se genera en las masas de roca lateral. Así

$$N = p_v \frac{b}{2} f - p_h \cdot h$$

Substituyendo los valores límites  $x = \frac{b}{2}$ ,  $y = h$  y  $T = N$  en la ecuación general de la parábola

$$p_v \frac{b^2}{4x^2} = (p_v \frac{b}{2} f - p_h h) \cdot h$$

de donde

$$p_h = p_v \frac{b}{2} \frac{4 f h - b}{4 h^2}$$

La altura  $h$  del arco se deriva de la condición de que está asociada con el valor máximo de  $p_h$ . Por tanto derivamos esta expresión con respecto a  $h$

$$\frac{d p_h}{d h} = p_v \frac{b}{2} \frac{\frac{b}{2} - f h}{h^3} = 0$$

donde

$$h = \frac{b}{2f} = \frac{b}{2 \tan \phi}$$

Sustituyendo este valor en la expresión de  $p_h$  obtenemos

$$p_h = \frac{p_v f^2}{2}$$

e insertando esto en la condición

$$T = p_v \frac{b}{2} f - p_h h$$

$$T = p_v \frac{b}{2} f - p_v \frac{b f}{4} = p_v \frac{b f}{4}$$

Ai sustituir, la ecuación de la parábola es

$$\frac{p_v x^2}{2} = T y = \frac{p_v b f}{4} y, \quad y = \frac{2 x^2}{b f}$$

La carga que actúa en el túnel es, así, el peso de las masas de roca confinadas dentro de la parábola; las que están fuera de esta línea transmiten su peso por la acción de arqueo. El área de la parábola es

$$A = \frac{2}{3} b h$$

y la carga por unidad de longitud

$$W = \frac{2}{3} w b h$$

y sustituyendo el valor

$$h = \frac{b}{2 \tan \phi}$$

tenemos

$$W = \frac{1}{3} w \frac{b^2}{\tan \phi}$$

Indudablemente que esta teoría es sólo un intento para resolver el difícil problema de la carga sobre el techo de un túnel. La principal objeción - que puede hacerse es que partiendo de la base de que se trata de un material granular sin cohesión supone la existencia de un arco de este material sujeto a compresión simple, que evidentemente no puede existir, pues un arco para poder resistir compresión simple tiene que estar hecho de un material cohesivo.

Por otra parte el hecho de que Protodyakonov haga influir la cohesión en el denominador de su ecuación, es bastante desafortunado, pues en el caso de los suelos cohesivos el valor de  $f = \tan \phi + \frac{c}{C_c}$  sigue siendo función de  $\phi$  y no de la cohesión ( $c$ ) del material puesto que  $C_c$ , resistencia a la compresión no confinada, es igual a  $2 c \tan (45^\circ + \phi/2)$  por tanto

$f = \tan \phi + \frac{1}{2 \tan (45^\circ + \phi/2)}$ . Es más racional en este sentido la expresión de Marston que considera la cohesión como un termino sustractivo en el numerador.

La sorprendente identidad de resultados entre Protodyakonov y Marston con sólo hacer  $K = 1$  en la ecuación de Marston es lo que dá más crédito a la validez de los resultados de ambas teorías pues en el fondo ambos están admitiendo el hecho fundamental de la disipación de los esfuerzos existentes antes de la excavación, ya que ambas expresiones son independientes de la profundidad del túnel.



Una curiosa discrepancia que resulta entre estas dos teorías de tan diferentes planteamientos es, que no obstante que Marston necesita que  $K$  sea igual a 1 para igualarse a Protódyaconóv, este obtiene para  $K$ , en la altura  $h$ , un valor de  $\frac{i^2}{2}$  que es un valor muy bajo. Cabe señalar que esto ocurre en la altura  $h$ , pero a mayor altura el comportamiento viscoelástico tiene como consecuencia que  $K$  sea la unidad en ambos casos.

## REFERENCIAS

1. "Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers" preparado por el Joint Committee of the American Society of Civil Engineers and the Water Pollution Control Federation. ASCE Manuals of Engineering Practice No. 37.
2. "Vertical Pressures Under Wheel Loads on Concrete Pavement Slabs". ST-65 Portland Cement Assn., Chicago, Ill., 1951.
3. "Supporting Strength of Concrete-Encased Clay Pipe". por W. J. Schlick, Bulletin No. 93, Iowa Eng Experiment Station, Ames, 1929.
4. "Diseño de túneles en roca mediante modelos" por Carlos Escalante Portas. Del curso de Túneles impartido por el Centro de Educación Continua de la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. 1975.
5. "The Art of Tunnelling" por Károly Széchy, Akadémiai Kiadó, Budapest 1967.
6. Modelos Viscoelásticos para el Diseño de Túneles por Raúl E. Ochoa Elizondo y Carlos Escalante Portas, Revista de Ingeniería, U.N.A.M. Oct-Dic, 1970.

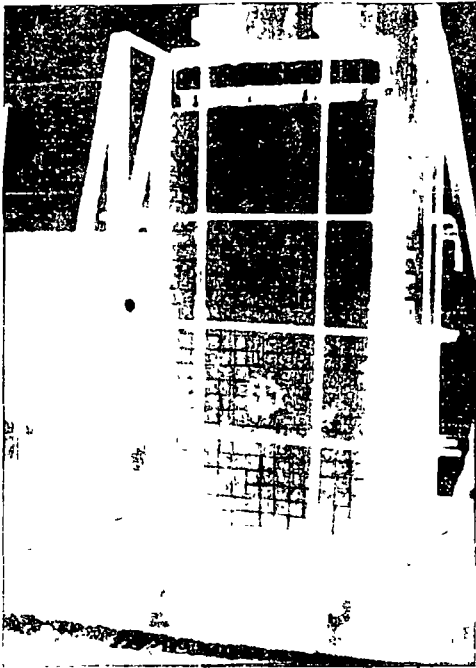


Foto No. 1

Vista del Modelo de una Tajada de Túnel en arena

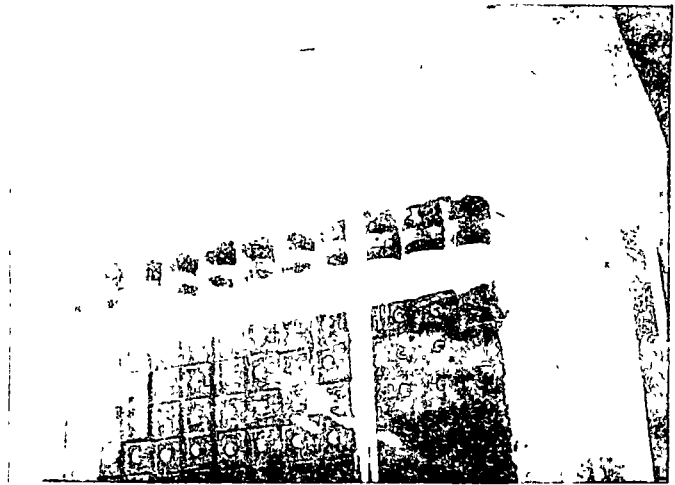


Foto No. 2

Detalle del Dispositivo de carga a base de resortes

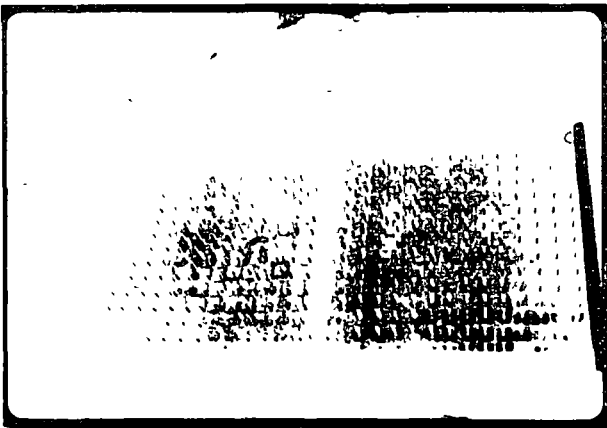


Foto No. 3

Molde para vaciado de la arena con fondo hecho de placas de acrílico montadas con silicón.

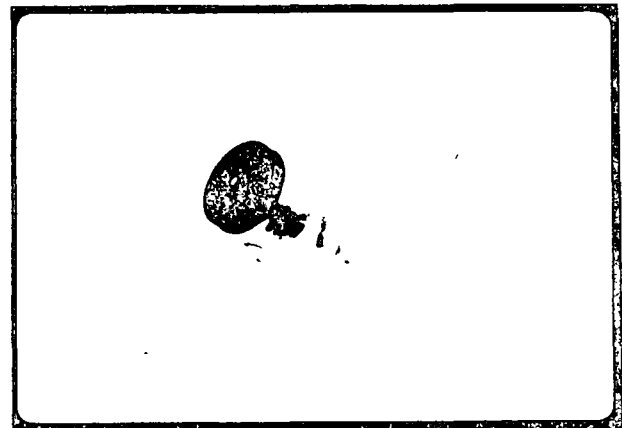


Foto No. 4

Vista del Anillo de Aluminio Instrumentado con deformómetros eléctricos.

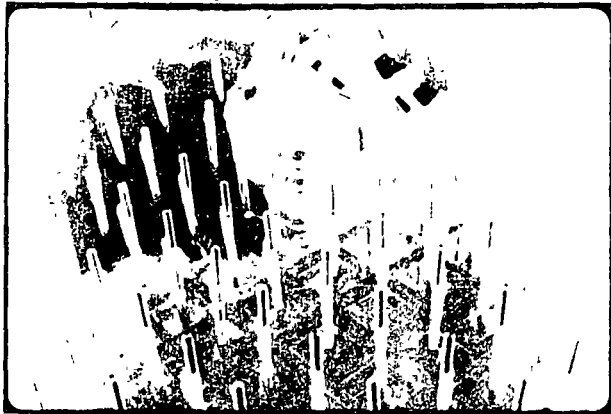


Foto No. 5

Proceso de Vaciado de la Arena en el Molde, mostrando el anillo de aluminio que representa el ademe del túnel.

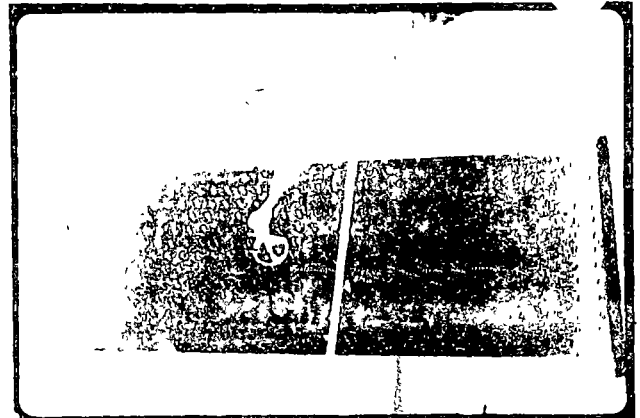


Foto No. 6

Aspecto del modelo al terminar el vaciado de la arena ligeramente compactada.

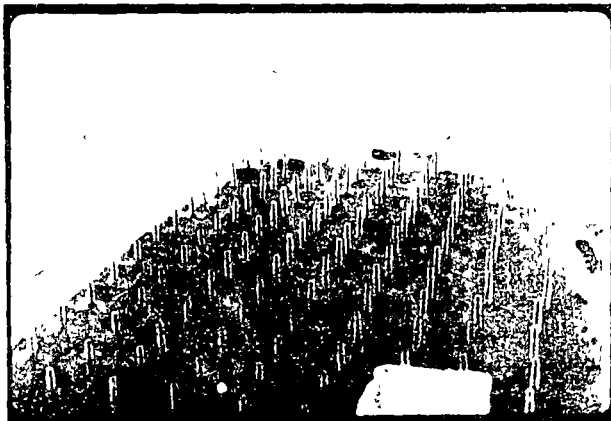
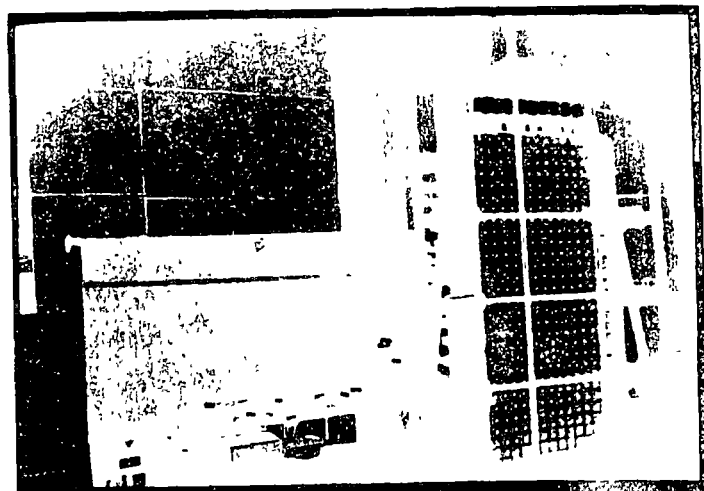


Foto No. 7

Colocación de las Placas de acrílico de la tapa del molde

Foto No. 8

Aspecto del conjunto mostrando las terminales de los cables y Puente de Wheatstone



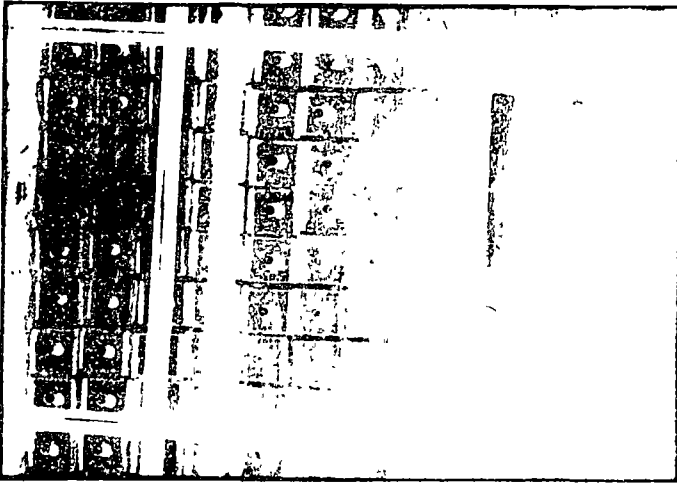


Foto No. 9

Discos confinantes presionados por medio de 9 tornillos antes de cargar el modelo.

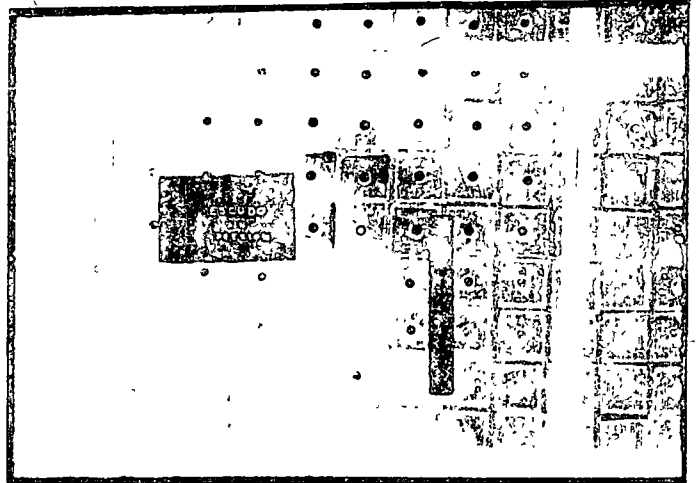


Foto No. 10

Disco sin presionar; observese que han sido extraídos los tornillos.

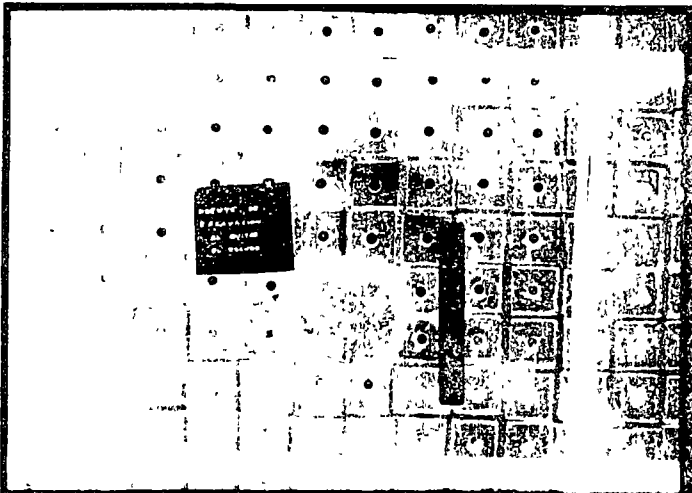


Foto No. 11

Aspecto de la Arena del frente de excavación después de quitar los discos e iniciado la excavación en la parte superior.

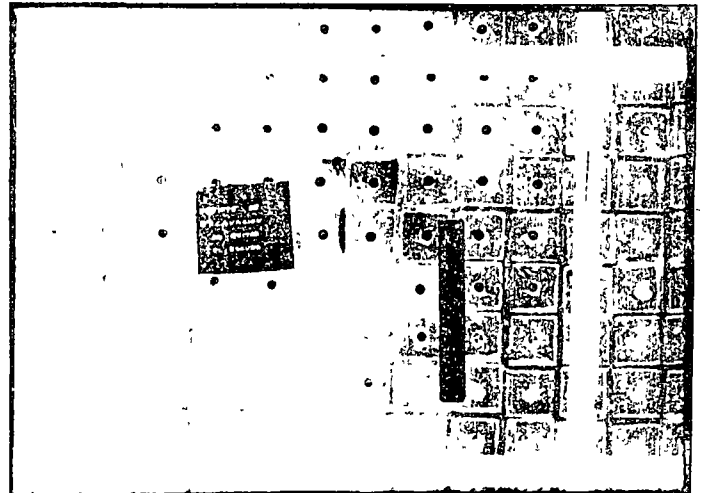


Foto No. 12

Excavación en proceso

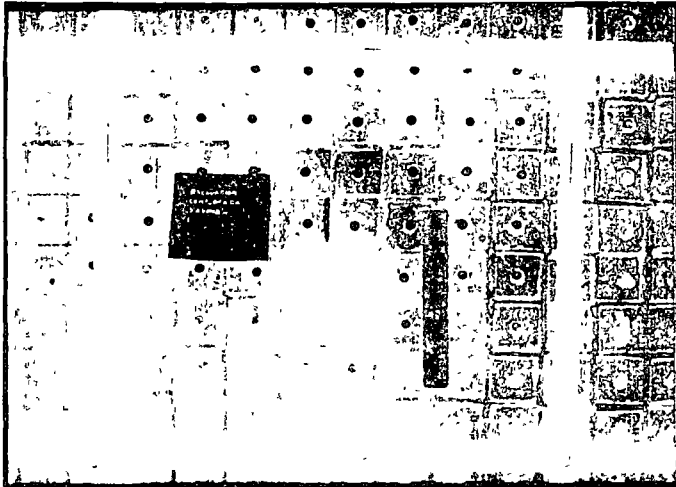
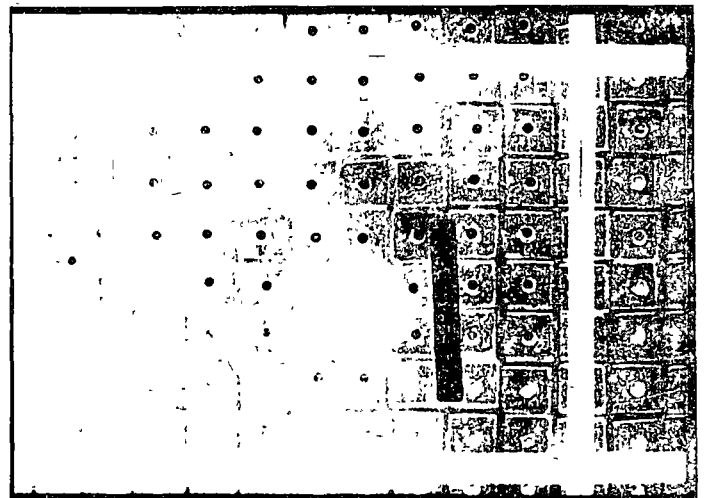


Foto No. 13

Ademe sometido a la presión circundante

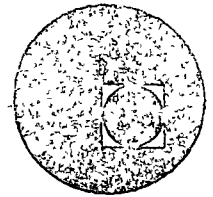
Foto No. 14

Excavación al remover el ademe





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

OPERACION DE ALCANTARILLADOS

Ing. Gustavo Flores Souza

Julio 1977

OPERACION DE ALCANTA RILLADOS.

Ing. Gustavo Flores Souza.

Al transformar el hombre su vida nómada y fijar su morada, haciendo posible la existencia colectiva de una aldea, un poblado o una ciudad, en razón de esto, se multiplica el grado de contaminación del ambiente.

Alejar, eliminar ó nulificar las causas perturbadoras de la vida, a fin de evitar la contaminación del medio natural, o purificarlo si ha sido dañado, es lo que constituye un - - - SANEAMIENTO.

La colectividad, multiplica y complica la producción de las materias inútiles a la vida, - originadas por sus diversas actividades y como estos desechos son focos de insalubridad, es preciso procurar que los factores que sustentan la vida, queden resguardados de todo daño.

Los desechos de que se trata, son de diversas categorías: Sólidos, como los excrementos, y líquidos, como las aguas residuales de las habitaciones y de las industrias. - Todos en mayor o menor grado, son perjudiciales, pero algunos son de tal naturaleza morbosa, que su - eliminación requiere una atención inmediata.

Se nos presentan dos aspectos fundamentales para obtener ésta salvaguardia de los factores vitales: Primero, alejar del hombre esas materias, causa de contaminación y, segundo, res- tituir al ambiente dañado su pérdida pureza, aunque el segundo se realiza en parte con el primero, se tienen dos series de actividades completamente distintas y por lo tanto, dos se- ries de obras de diversa indole.

Entre las obras que realizan el primer aspecto de la sanidad, se tiene el ALCANTA RILLA- DO SANITARIO, que aleja de la localidad, los desechos sólidos y liquido antes menciona- dos.



En las obras del segundo, se cuentan las plantas de tratamiento, que consiguen pierdan su carácter patógeno esos desechos.

Siempre ha sido uno de los móviles principales del hombre, la busca de fuentes apropiadas de agua para uso doméstico, para lo cual desde la antigüedad, se esforzó en tener cerca de sí, abundante proporción de ella, para lo cual ideó notables obras de conducción o de alumbramiento del preciado líquido, hasta el centro de los poblados, y ha logrado, que en el interior mismo de las viviendas, se disponga del agua suficiente para los usos domésticos de vida é higiene, con lo cual se ha creado el problema de tener que retirar de cada casa, una cantidad considerable de aguas sucias.

Se concibió entonces, la idea de aprovechar el agua misma, que primero, limpia, se -- aprovechó para bebida y otros usos del hogar, y después, ya sucia, debe de alejarse, para retirar con ella los productos de los excusados. De ésta necesidad de eliminación, -- creada por la existencia de agua en cantidad suficiente y calidad apropiada en una casa, surgió la mejor forma de remover todos los líquidos de desecho, constituyendo el sistema de eliminación, por medio del agua, es decir: el vehículo de transporte de los desechos, fué el agua, a través de conductos que los alejen de la comunidad.

Este sistema, es el que hasta la fecha se sigue empleando, es lo que conocemos como -- **ALCANTARILLA DO SANITARIO**, o aveces **ALCANTARILLA DO PARA AGUAS NEGRAS**.

Cuando la población ha crecido bastante y está ya capacitada económicamente, y para evitar los daños y molestias que ocasiona el escurrimiento superficial de las precipitaciones pluviales, se construye el **ALCANTARILLA DO PLUVIAL**, que desalojará las aguas de lluvia.

En algunos casos y por razones económicas, algunas veces se recurre al empleo de ALCANTARILLADOS COMBINADOS que resuelven simultáneamente, el alejamiento tanto de las aguas negras, como las pluviales de una población.

De acuerdo con el temario que se me ha fijado, y hecha ya ésta somera exposición, trataré solo lo relativo a la operación de los alcantarillados, así como de las diversas instalaciones, construídas para tratar tales desechos a fin de que pierdan su carácter patógeno.

### CONSTITUYENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

RED DE DESCARGAS DOMICILIARIAS: Es el conjunto formado por tuberías de concreto simple de 15 cms. de diámetro que entrega las aguas negras de cada predio a la red de atarjeas.

RED DE ATARJEAS: Es el conjunto de tuberías de concreto simple, que recibe las aportaciones de las descargas domiciliarias, para conducir las a otros conductores de mayor diámetro, llamados subcolectores o colectores.

COLECTORES: Son las tuberías de mayor diámetro, que reciben las tributaciones de los subcolectores y algunas veces directamente de las atarjeas y aún de descargas domiciliarias.

EMISOR: Es el conducto cerrado o abierto, que conduce hasta su sitio de disposición final a las aguas negras.

Todos los conductos anteriores trabajan como canales, por gravedad.

OBRAS CONEXAS: Son las estructuras que sirven de liga a las tuberías anteriores, que acusan sus cambios de dirección, tanto verticales como horizontales, así como los de --

sección de sus conductos. Estas estructuras se denominan pozos de visita, comunes o especiales; cajas de visita y cajas de unión, así como caídas adozadas a los pozos de visita.- Cuando un pozo de visita se instala al principio de cualquier conducto, se le denomina pozo de cabeza.

CARCAMOS Y PLANTAS DE BOMBEO: Son las estructuras que por medio de instalaciones de bombeo, elevan las aguas negras a otras estructuras o las conducen a presión a su sitio de disposición.

### OPERACION .

DESCARGAS DOMICILIARIAS: Habiéndose construido la mayoría de los sistemas de alcantarillado, que opera la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, únicamente para AGUAS NEGRAS, el operador del sistema, vigilará que no se conecten a las descargas domiciliarias, las aguas pluviales provenientes de los escurrimientos de las azoteas y patios de las casas, ya que ello originará, aportaciones en la red, que no estaban consideradas, originándose con ello, que los conductos trabajen como tubos y no como canal, produciendo roturas en los mismos y desbordamientos en los pozos de visita.

RED DE ATARJEAS: La conservación de la red, dependen en gran parte de la calidad de las aportaciones de las descargas domiciliarias, pues como se dijo en el anterior inciso, - si a tales descargas se le conectan descargas pluviales y están así mismo conectadas a coladeras de los patios, estas descargas introducirán a la red de atarjeas objetos completamente extraños, tales como pequeños juguetes, cucharas, palos, etc., que al introducirse en la atarjea, pueden quedar atorados, y empezar a causar un taponamiento que en algunos casos puede interrumpir totalmente el paso de los desechos, originando que el tramo de red comprendido desde el pozo de visita anterior al lugar del taponamiento, se llene y trabaje a presión, buscando las aguas negras, salidas, por los excusados de las habitaciones que estan situadas sobre esa línea, así como el pozo de visita anterior al taponamiento

miento, presente niveles de aguas negras, que por estar descargando éstas a presión, impidan la circulación normal, si en dicho pozo existe un cambio de dirección originando en ocasiones que el agua negra derrame sobre el nivel de la calle, ocasionando las consiguientes molestias. Existen en el mercado equipos de limpia apropiados para llevar a cabo la limpieza y destaponamiento de estas tuberías, siendo estos equipos, manuales o mecánicos, según la economía del sistema lo permita, equipos estos que permitirán corregir cualquier deficiencia que se presente.

COLECTORES: El mismo cuidado y procedimiento que se indicó para la red de atarjeas, debe seguirse para los sub-colectores y colectores y para su limpieza y conservación, en los equipos de limpia, enunciados, se dispondrá de los cepillos, puerco-espines, tirabuzones, etc. de los distintos diámetros que los constituyan.

EMISOR: Se seguirá el mismo procedimiento que para las redes y colectores, en caso de que sean construidos con tuberías. En caso de que corran en canales a cielo abierto, se recorrerá periódicamente, a fin de eliminar posibles obstrucciones por piedras u otros materiales que le hayan sido arrojadas por personas que vivan a los alrededores o transiten por sus cercanías.

POZOS DE VISITA: Se recomienda tener especial cuidado, en que los pozos de visita, tengan sus tapas correspondientes, a fin de evitar que las personas que viven cerca, arrojen en ellas, sus basuras y desperdicios, lo que originará que lleguen a obstruirse, interrumpiendo el flujo normal de las aguas. Estos pozos deben ser limpiados periódicamente, a fin de extraer de ellos, los materiales inorgánicos que acarrearán las aguas negras y que por su peso se depositan en ellos. Se tendrá especial cuidado de que no ahujeren las paredes de los pozos, a fin de descargar en ellos las corrientes que se forman en casos de lluvias y que los vecinos, encuentran muy cómodo encauzarlas a esas estructuras, ocasionando con

ello, inconvenientes ya enumerados anteriormente.

CARCAMOS Y PLANTAS DE BOMBEO: Estas estructuras, construidas para desalojar las aguas negras en localidades en donde no existen pendientes naturales que permitan que por gravedad se disponga de ellas, tienen construido antes de la descarga al carcamo, un desarenador, que tiene por objeto retener la materia inorgánica tosca que acarrearán las aguas negras. Antes de este desarenador se habrán instalado unas rejillas que tendrán por objeto retener, trapos, piezas de madera, etc. que son arrastradas por las aguas. Estas rejillas deberán limpiarse tan frecuentemente como sea necesario, a fin de que no se obstruya el paso del agua. El desarenador debe limpiarse periódicamente, extrayendo con pala o cubetas los sedimentos depositados.

Siguiendo estas recomendaciones, las aguas que descarguen en el carcamo, no llevarán materiales que puedan atascar o arruinar los equipos de bombeo.

El bombeo de aguas negras deberá hacerse continuamente, por los problemas que se derivan del almacenamiento prolongado de ellas. Un máximo de dos horas es aconsejable, para evitar que entren en estado séptico, (carencia de oxígeno disuelto) aunque existen recomendaciones, para tiempos de retención menores.

Las estaciones de bombeo, lógicamente deben ser eficientes y seguras, previendo posibles paros. El Departamento de Salud del Estado de Nueva York resume así los requisitos para el diseño de una estación de bombeo:

a) Las estaciones tendrán por lo menos tres bombas, con capacidades tales, que si la unidad mayor queda fuera de servicio, las restantes pueden bombear el gasto máximo.

b) Los tamaños y capacidades deben ser proporcionales a las variaciones volumétricas de las aguas negras.

- pos.
- c) Se contará con dos fuentes de energía distintas para mover tales equipos.
  - d) De preferencia, los equipos deberán estar bajo techo.
  - e) Se recomienda el uso de bombas de eje vertical.
  - f) Las tuberías de succión y descarga no deben ser menores de 4" de  $\varnothing$ .
  - g) Para reparaciones y limpieza, las bombas deben colocarse en cámaras, de donde puedan ser extraídas fácilmente.
  - h) Los equipos deben estar precedidos de rejillas de operación manual - o automática, para la eliminación de objetos grandes flotantes o suspendidos.

### DISPOSICION DE LAS AGUAS RESIDUALES.

Las aguas residuales, antes de ser vertidas en las masas receptoras, deberán recibir un tratamiento previo, cuyo principal propósito será proteger la salud pública, impedir la polución de aguas de bebida, de riego de hortalizas, recreativos y de pesca. Las aguas negras constituyen un peligro para la salud, por contener gérmenes patógenos, además, su presencia en aguas superficiales, dan mal aspecto y son molestos a la vista y al olfato.

La protección y control de la contaminación ambiental, el mejoramiento, conservación y restauración del medio ambiente, la recuperación para utilizarla para fines industriales, riegos de jardines y parques, justifican el tratamiento de las aguas negras, dando con ello, cumplimiento a lo ordenado por la LEY FEDERAL PARA PREVENIR Y CONTROLAR LA CONTAMINACION AMBIENTAL, publicado en el Diario Oficial de la Federación, el 23 de Marzo de 1971, que en su CAPITULO TERCERO, que se refiere a la Prevención y control de la contaminación de aguas, dice a la letra lo siguiente:

"ARTICULO 14.- "Queda prohibido arrojar en las redes colectoras, ríos, cuencas, cauces, vasos y demás depósitos de aguas, o infiltrar en los terrenos, aguas residuales que contengan contaminantes, materias radioactivas o cualquiera otra sustancia dañina a la salud de las personas, a la flora o a la fauna, o a los bienes.

La Secretaría de Recursos Hidráulicos en coordinación con la de Salubridad y Asistencia, dictará las medidas para el uso o el aprovechamiento de las aguas residuales y fijará las condiciones que éstas deberán cumplir, para ser arrojadas en las redes colectoras, cuencas cauces, vasos y demás depósitos y corrientes de aguas, así como para infiltrarlas en los terrenos."

## MALACATES MOTORIZADOS

*Ave. Cuauhtemoc 708  
Tel. - 523-42-96*

### Los Equipos Motorizados Marca

están fabricados  
con los materiales  
de la mejor calidad  
con motores de  
9, 16 y 25 H. P.

#### CARACTERISTICAS:

Balanceo para facilitar  
su manejo

Perfecto radio de  
fuerza para máximo  
jalón

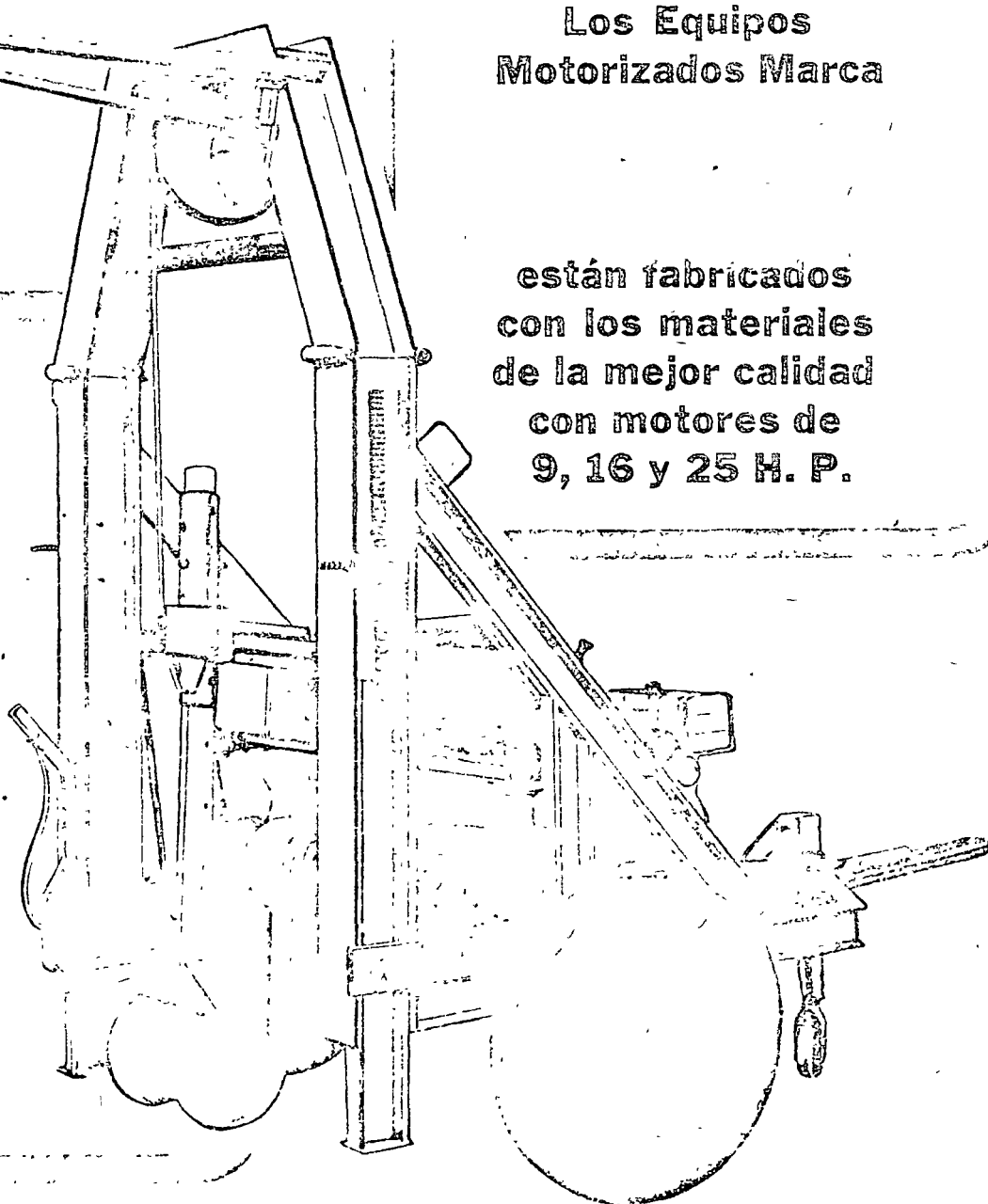
Equipado con su  
tambor para noche.

Dimensión estructural.

Ventajas de operación  
de la máquina  
montada en ruedas  
guía.

Nueva torsión moderna  
con eje de suspensión.

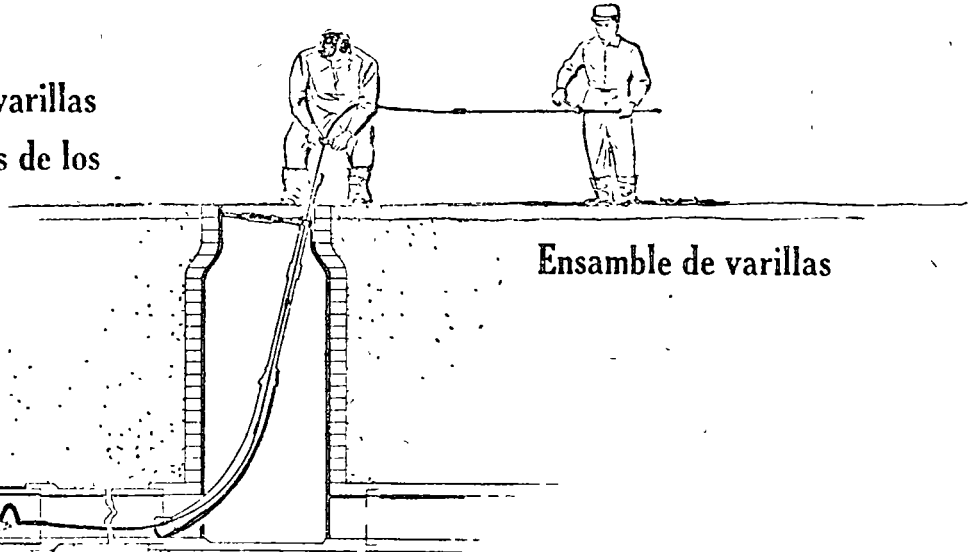
Para trabajo pesado  
(en donde el trabajo  
pesado cuenta)





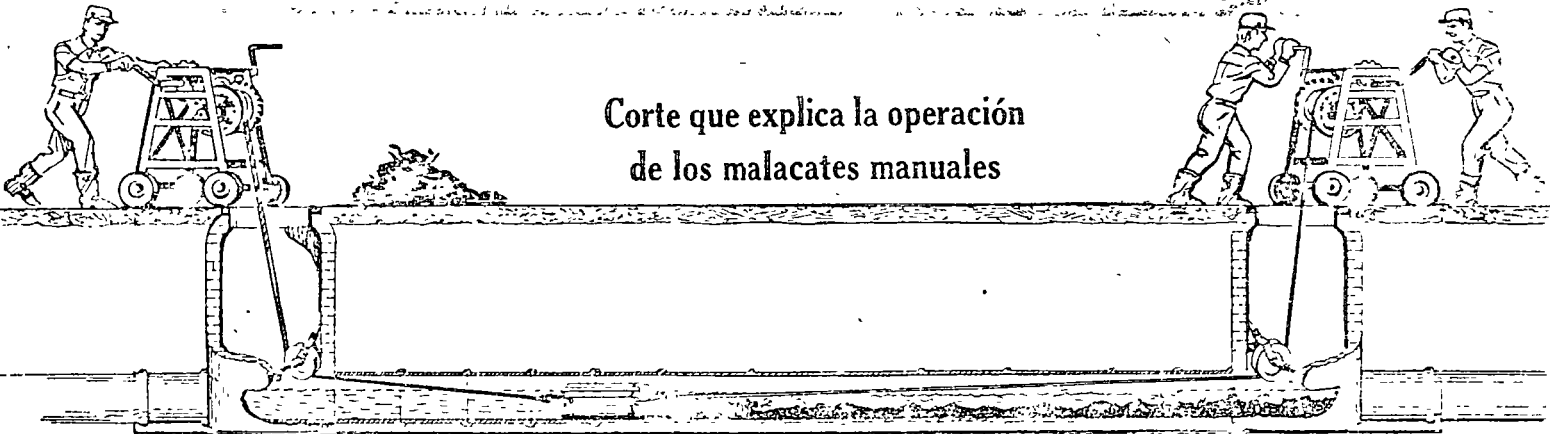
# GRAFICAS DE MANEJO DE EQUIPOS

Manera de introducir las varillas al pozo de visita y tuberías de los drenajes manualmente

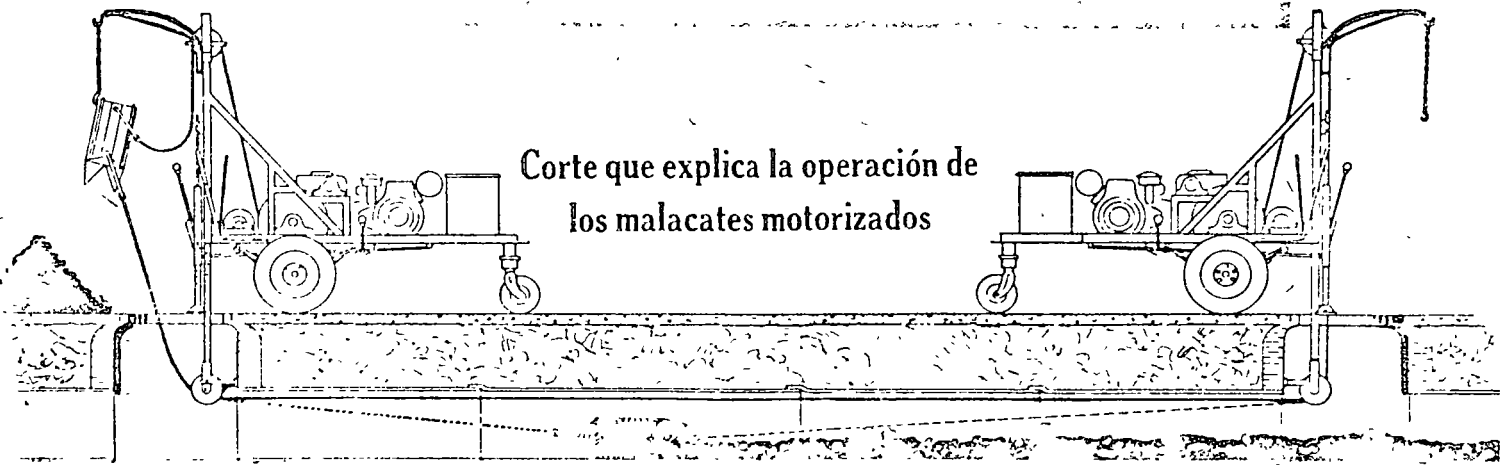


Ensamble de varillas

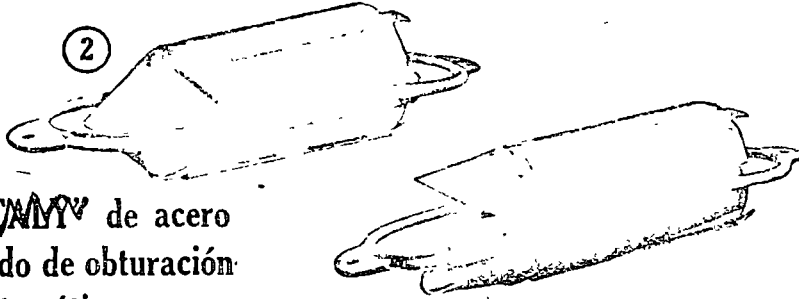
Corte que explica la operación de los malacates manuales



Corte que explica la operación de los malacates motorizados

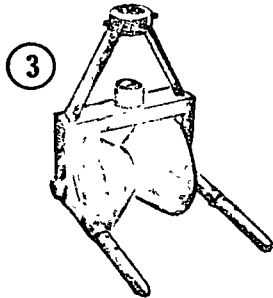
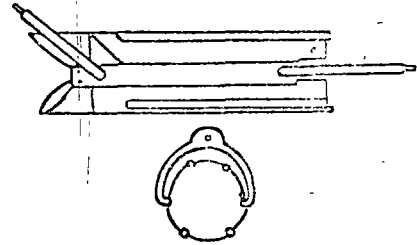


ACCESORIOS

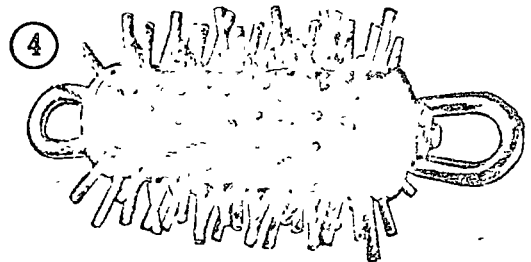


Dragas **CAMY** de acero tipo pescado de obturación automática

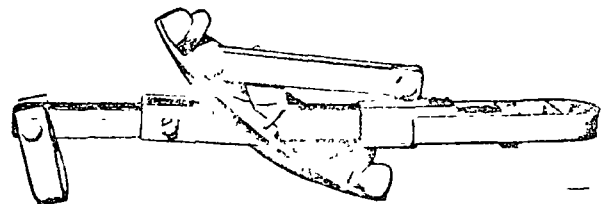
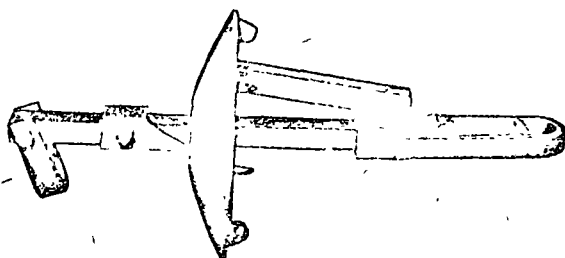
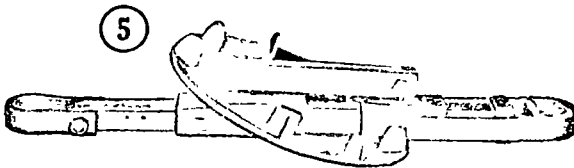
10 cms. 15 cms. 20 cms. 25 cms. 30 cms. 36 cms.  
47 cms. 52 cms. 57 cms. 62 cms. 67 cms.



Carretillas para pozo de visita  
10 cms., 15 cms., 20 cms., 25 cms.,  
30 cms., 36 cms., 41 cms., 47 cms.



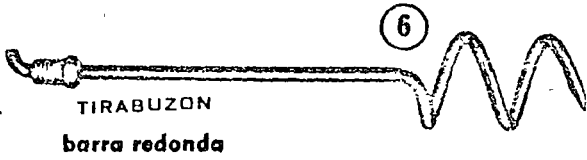
CEPILLOS PUERCO ESPIN **CAMY**  
10 cms., 15 cms., 20 cms., 25 cms., 30 cms.



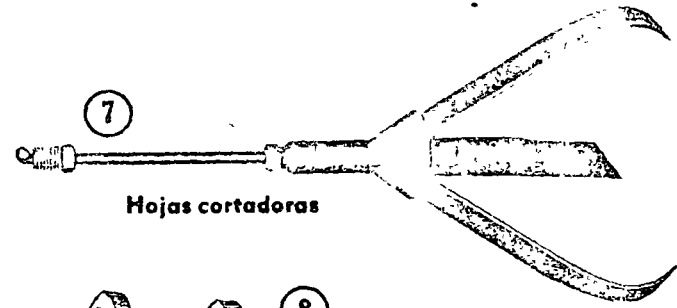
Escrapas automáticas de acero, tipo plato

10 cms. 15 cms. 20 cms.  
25 cms. 30 cms.

# HERRAMIENTAS Y ACCESORIOS



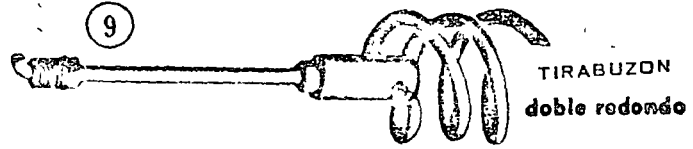
TIRABUZON  
barra redonda



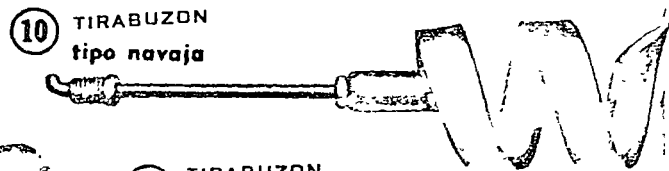
Hojas cortadoras



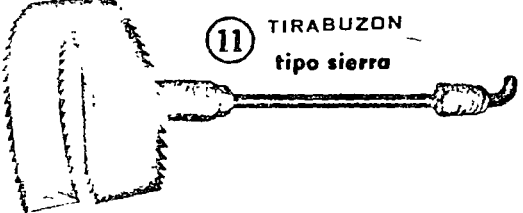
TIRABUZON  
barra cuadrada



TIRABUZON  
doble redondo



TIRABUZON  
tipo navaja



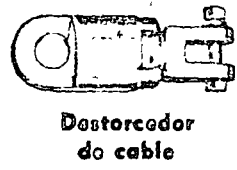
TIRABUZON  
tipo sierra



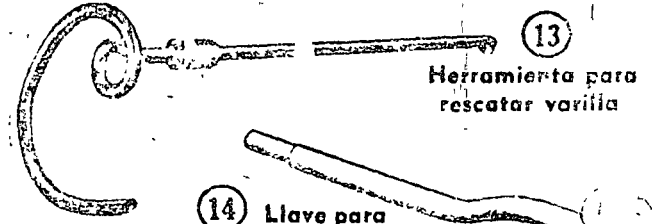
Capillo Puerco espin



Gato para  
guia tubular



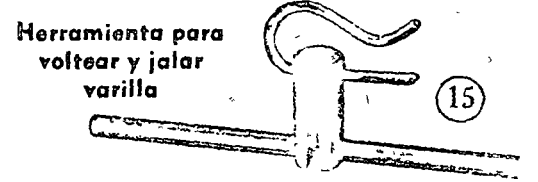
Destorcedor  
de cable



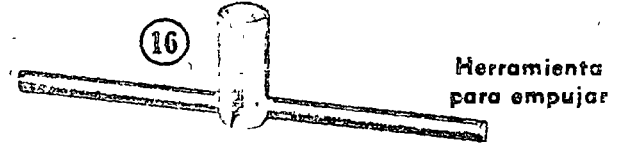
Herramienta para  
rescatar varilla



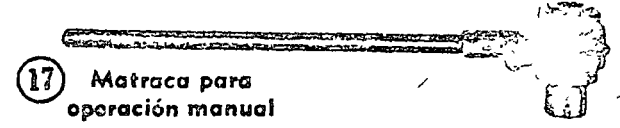
Llave para  
armar varilla



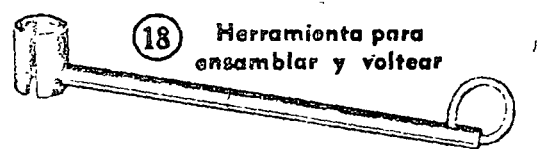
Herramienta para  
voltear y jalar  
varilla



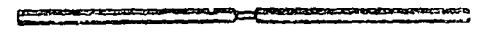
Herramienta  
para empujar



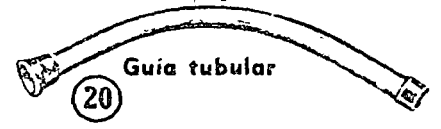
Matraca para  
operación manual



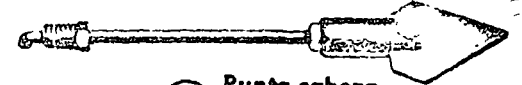
Herramienta para  
ensamblar y voltear



Barra para  
voltear varilla

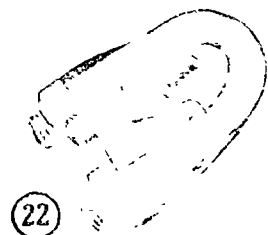


Guia tubular



Punta cabeza  
de flecha

# HERRAMIENTAS Y ACCESORIOS



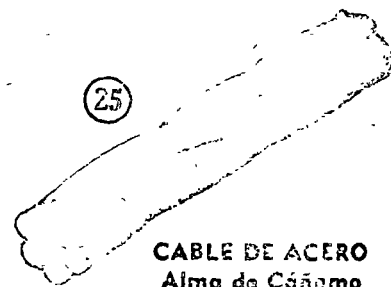
22 PERROS  
de 1.2" y 1/4"  
1.25 Cms., .625 Cms.



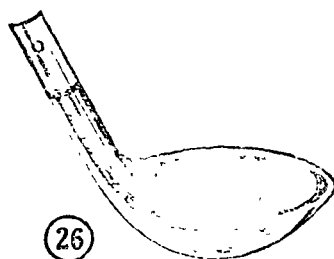
23 ROSADERA PARA CABLE  
de 1.2" y 1/4"  
1.25 Cms., .625 Cms.



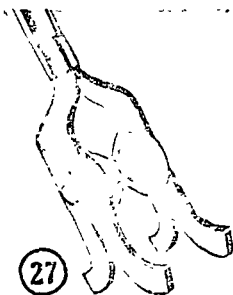
24 GRILLETE DEL CABLE  
A LA DRAGA



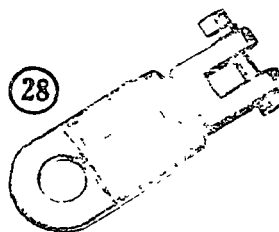
25 CABLE DE ACERO  
Alma de Cádiz



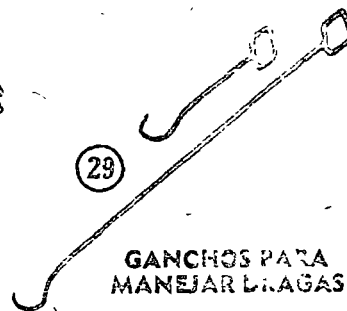
26 CUCHARON  
Pata de Caballo con  
Maneral



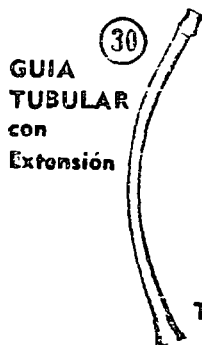
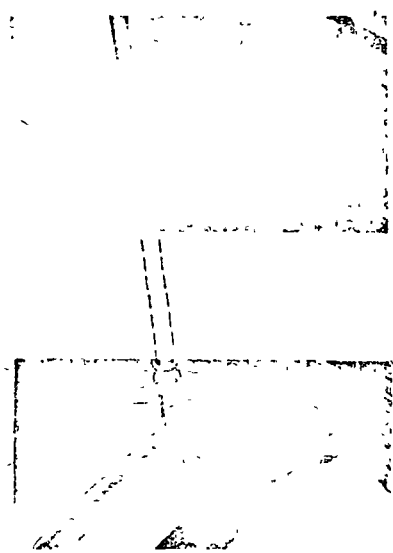
27 GUIA CARRETILLA PARA  
POZO DE VISITA  
con Extensión



28 ESLABON GIRATORIO  
Destorcedor de Cable



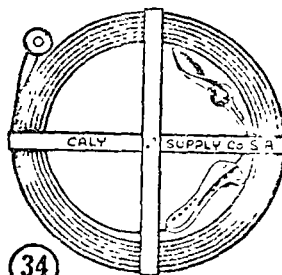
29 GANCHOS PARA  
MANEJAR DRAGAS



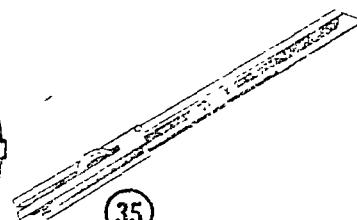
30 GUIA  
TUBULAR  
con  
Extensión



31 TENSOR  
para  
guía tubular



34 SONDA PLANA



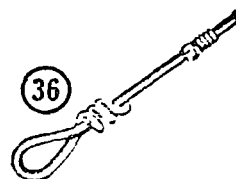
35 GATO INCLINADO



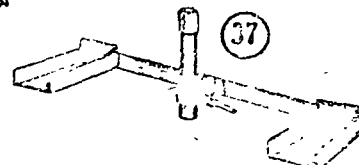
32 GATO INFERIOR  
Ajustable



33 GATO AJUSTABLE  
Para Guía Tubular



36 GANCHO PARA  
CABLE



37 PLATAFORMA  
de suspensión

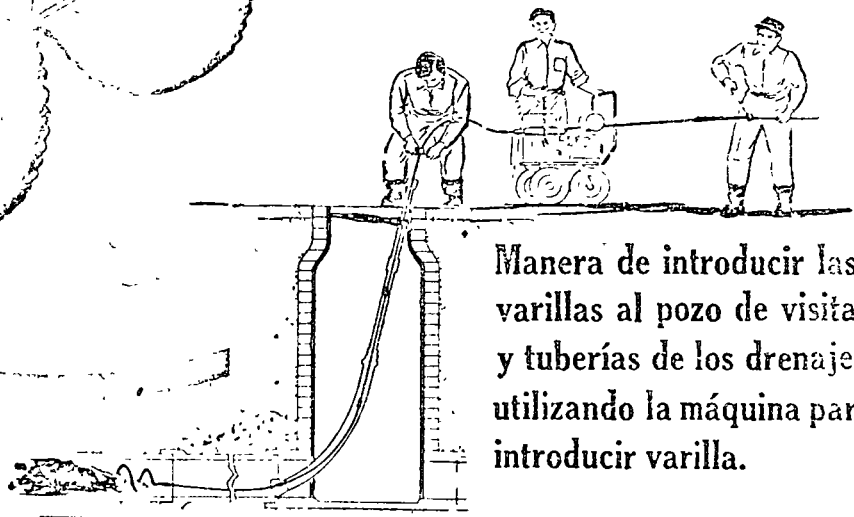
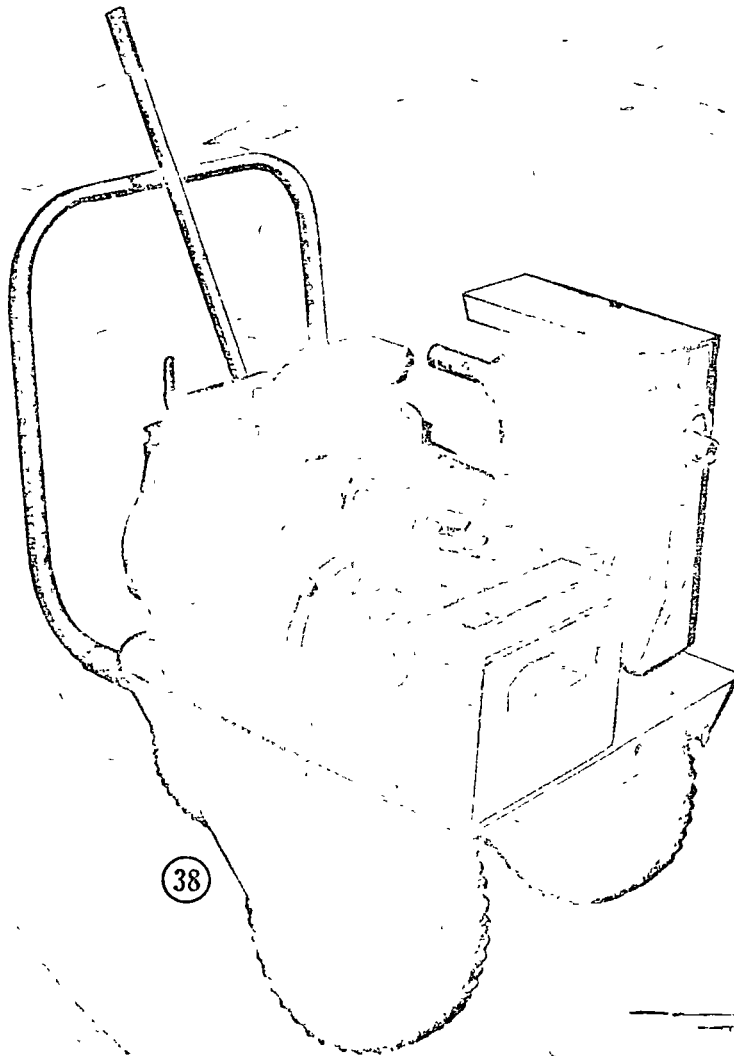
7-7  
MÁQUINA PARA  
INTRODUCIR VARILLA

Máquina para introducir Varilla  
marca



con motor de Gasolina de 5 H.P.  
enfriado por aire marca BRIGGS  
& STRATTON.

Motor de arranque con sistema de Alta Tensión, con Reductor de Velocidad de 6:1, Espuma de Aceite limpiada por Aire. Filtro de Combustible y Tanque completo de 2 Litros. La Máquina tiene 2 Velocidades: una para adelante con 110 rpm, y una Velocidad de Reversa con 600 rpm. acelerador de control remoto para el motor. La Máquina viene montada sobre Plataforma con ruedas de hule y caja para herramientas.



Manera de introducir las varillas al pozo de visita y tuberías de los drenajes utilizando la máquina para introducir varilla.

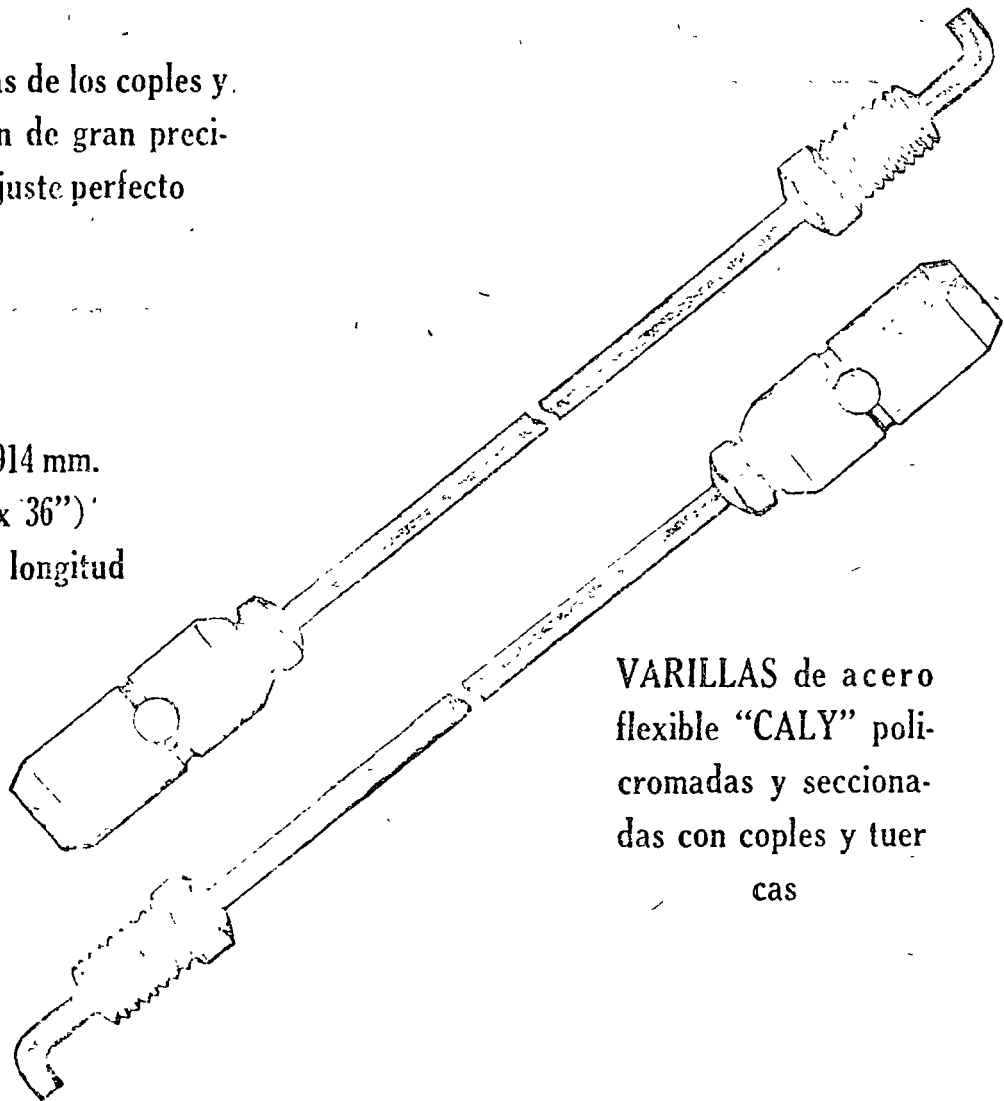
7. 6  
VARILLA DE ACERO  
FLEXIBLE "CALY"



39

Las cuerdas de los coples y  
tuercas son de gran preci-  
sión y ajuste perfecto

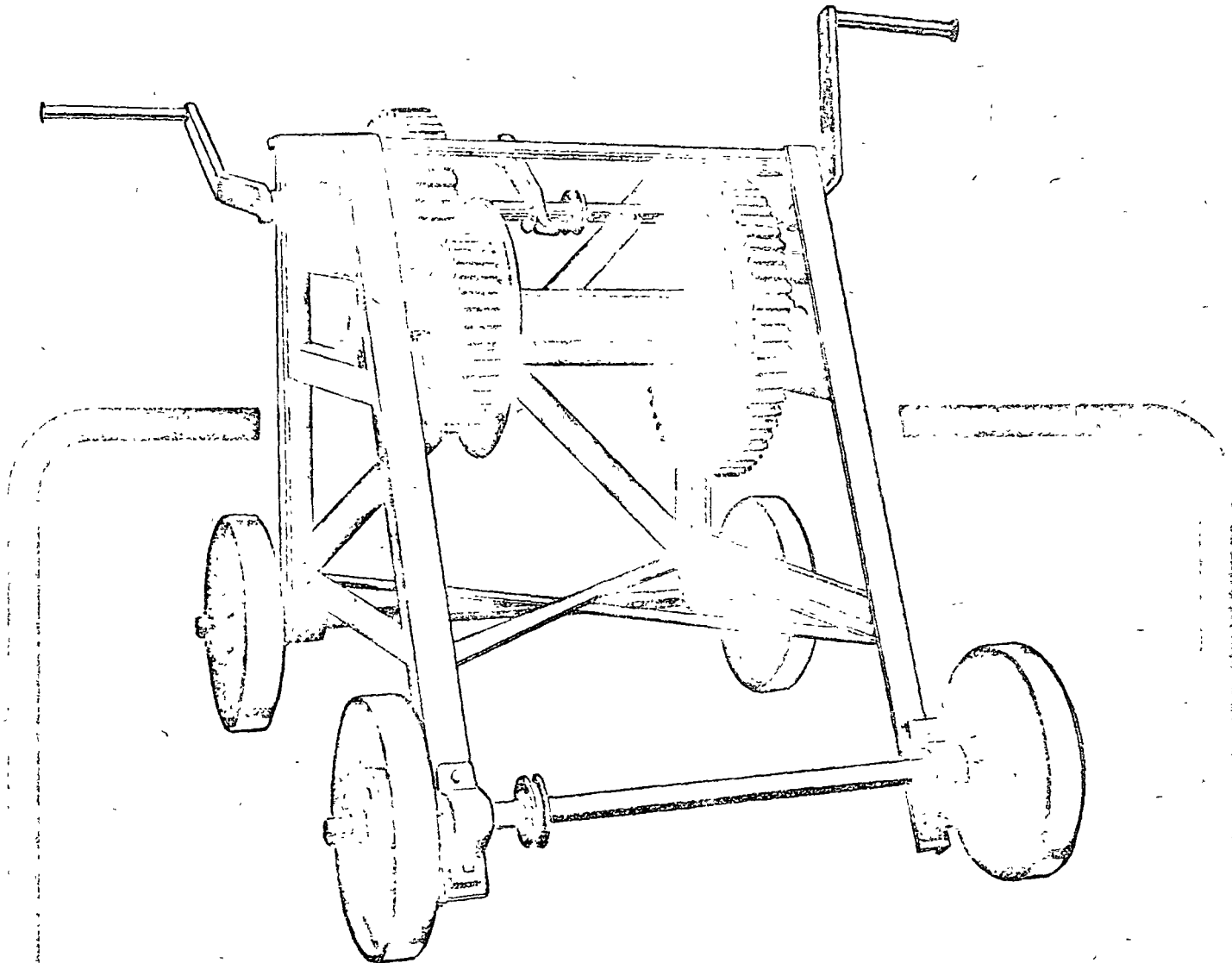
8 mm. x 914 mm.  
(5/16" x 36")  
diámetro y longitud



VARILLAS de acero  
flexible "CALY" poli-  
cromadas y secciona-  
das con coples y tuer-  
cas

7-H

**MALACATES  
MANUALES**



**MALACATE de 2 velocidades**

**Un Tambor de Operación Manual.**

**Capacidad de Cable 12.7mm. (1/2")**

**Montado sobre 4 Ruedas de Hierro.**

ARTICULO 15.- "Las aguas residuales provenientes de usos públicos, domésticos o industriales, que descarguen en los sistemas de alcantarillado de las poblaciones o en las cuencas, ríos, cauces, vasos, mares territoriales y demás depósitos y corrientes, así como las que por cualquier medio se infiltren en el subsuelo y en general las que se derramen en el terreno, deberán reunir las condiciones necesarias para prevenir:

- a) Contaminación de los cuerpos receptores.
- b) Interferencias en los procesos de depuración de las aguas, y
- c) Modificaciones, trastornos, interferencias o alteraciones en los aprovechamientos, en el funcionamiento adecuado de los sistemas y en la capacidad hidráulica de las cuencas, cauces, vasos y demás depósitos de propiedad nacional, así como de los sistemas de alcantarillado.

Para descargar aguas residuales: deberán construirse las obras e instalaciones de purificación que en cada caso la Secretaría de Recursos Hidráulicos, en coordinación con la de Salubridad y Asistencia y la de Industria y Comercio en su caso, considera necesarias para los propósitos de éste artículo".

#### METODOS PARA TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS:

Para disponer en forma satisfactoria, las aguas negras por dilución en masas receptoras superficiales, o que se usa para irrigación o procesos industriales, se requiere un tratamiento previo, algunas veces simple o completo, según se trate de prevenir la contaminación de aguas receptoras utilizadas como agua de abastecimiento, fines recreativos o de navegación.

El tratamiento de aguas negras podemos definirlo como el conjunto de recursos por medio de los cuales es posible alcanzar su purificación, imitando en cierta forma a los procesos de la naturaleza, poniéndolos bajo control y acelerándolos con fines prácticos y económicos.



cos.

Existen diversos métodos usados en la depuración de aguas residuales que sintetizaremos en seguida:

- 1.- Tratamiento preliminar, que consiste en la remoción de material flotante y sólidos pesados.
- 2.- Tratamiento primario, para la eliminación de material sedimentable. Incluye la eliminación de partículas utilizando cedazos finos, fosas sépticas, tanques Imhoff y sedimentación simple.
- 3.- Tratamiento secundario, que consiste en la estabilización de la materia orgánica, utilizando oxígeno, aplicándose por medio de filtros de goteo y escurrimiento, aereación por difusores, aereación y mezclador mecánico, aereación mecánica por contacto y lagunas de estabilización.
- 4.- Tratamiento terciario: Se incluye en esta clasificación, la desinfección, clarificación y filtración, remoción de color, olor y sabor, desmineralización y la preparación de una agua con características especiales según el uso solicitado.

Para el caso que tratamos y debido a que los procesos de tratamiento de las aguas residuales que ha construido la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos, se reducen a estos 4 métodos enumerados y que consisten en las siguientes estructuras, con citación de los lugares en que han sido erigidas.

#### TRATAMIENTO PRIMARIO.

##### TANQUES IMHOFF.

1 en Reynosa, Tamps.

- 1 en Anzalduas, Tamps.
- 1 en Ciudad Guerrero, Tamps.
- 2 en Ensenada, B. C.
- 3 en Querétaro, Qro.

### TRATAMIENTO SECUNDARIO

- La Paz, B. C. - 3 tanques Imhoff y 2 lagunas de estabilización (aeróbicas) Altamira, Tamps.
- 2 lagunas de estabilización (aeróbicas).
- Mexicali, B. C. 2 lagunas anaeróbicas y 5 aeróbicas
- Durango, Dgo. 7 lagunas aeróbicas
- Agua Prieta, Son. 2 lagunas aeróbicas

### TRATAMIENTO TERCIARIO.

- Parras de la Fuente, Coah. - 1 Tanque Imhoff, filtro rociador, cloración.

### "TANQUES IMHOFF"

Siendo el tratamiento primario, básicamente, la separación de los sólidos suspendidos, - por sedimentación, reduciendo por este proceso hasta un 60% en un plazo de  $2\frac{1}{2}$  horas.

En realidad una variedad de condiciones influyen en el asentamiento de partículas como lo es el tamaño, la concentración, el peso específico de las partículas, temperatura del agua; forma del tanque y dispositivos, conos deflectores y fondo, velocidad y -- longitud de recorrido y si cuenta o no con remoción mecánica de lodos.

INSTRUCTIVO PARA LA OPERACION Y MANTENIMIENTO DE TANQUES IMHOFF  
EN LA DEPURACION PRIMARIA DE AGUAS DE DESECHO

A.- Descripción somera y propósito de las unidades.

Siguiendo el curso de las aguas de desecho, las plantas de depuración con tanques Imhoff constan, por lo general, de las siguientes unidades:

(a) Rejillas de barras. Tienen el propósito de retener las sustancias toscas que arrastran las aguas de desecho, como trapos, maderos y otros desechos gruesos que alcanzan la red de alcantarillados.

(b) Desarenador. Son canales de una sección transversal especial, que permiten la deposición de las sustancias minerales toscas, que arrastran en suspensión las aguas de desecho.

(c) Vertedor Parshal. Es una estructura especial de mampostería que se instala con el propósito de cuantificar el gasto o caudal de aguas de desecho que pasa por el sistema.

En ocasiones, estos vertedores se substituyen por unidades de otro tipo o por otros medios de aforo.

(d) Tanque Imhoff. Es una estructura de dos pasos de diseño especial, que tiene como propósito la sedimentación de una gran proporción de sólidos putrescibles y la digestión subsecuente de los lodos recolectados, hasta que alcancen formas orgánicas más estable.

Consta (i) de uno o dos canales de paso, a través de los cuales fluyen lentamente las aguas de desecho, para perder una gran proporción de sus sólidos suspendidos, (ii) de una cámara inferior de digestión, a la que caen los sólidos sedimentados y experimentan una digestión anaerobia de los lodos.

(e) Lechos de secado de lodos. Son superficies niveladas, recubiertas de arena, la que se soporta en una capa de grava graduada que, a su vez, descansa sobre un sistema de drenaje.

Su propósito es recibir los lodos digeridos, para que se deshidraten o se sequen, por infiltración del agua a través del lecho de arena y por evaporación del agua a la atmósfera.

## B. Operación y mantenimiento de las unidades.

### 1.- Rejillas

1.1. Las rejillas deben limpiarse, con tanta frecuencia como sea necesario, - por medio de un rastrillo, acumulando el material extraído en una plataforma al lado de la rejilla, para que escurra bien.

1.2. Las acumulaciones de material se lavan con chorro de agua, vertiendo el agua de lavado al desarenador.

1.3. Cuando el volumen de desechos lo amerite, se incinera o se sepulta.

1.4. Cuando sea conveniente, se raspan las rejillas y las paredes de la caja para eliminar las grasas acumuladas, las que se incorporan al tanque Imhoff.

### 2.- Desarenador

2.1. Por lo general, los desarenadores constan de dos canales de paso, para - operarlos alternativamente, de modo que pueda ponerse uno de ellos fuera de servicio para su limpieza. Para ello, los canales se encuentran provistos, en ambos extremos de -- compuertas cambiables.

2.2. El canal que se va a limpiar se drena convenientemente del agua, agitando simultáneamente su contenido, para lavar los sedimentos.

2.3. Los sedimentos se extraen con palas o baldes y se les trata en la misma forma que a los desechos de las rejillas (secc. 1.2).

### 3.- Tanques Imhoff

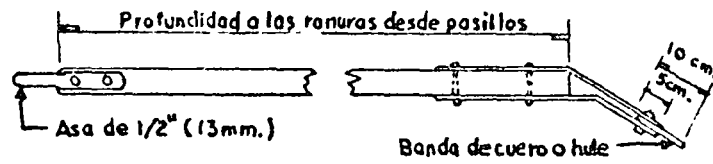
#### 3.1. Operación de la cámara o cámaras de paso.

3.1.1. Las grasas y los materiales flotantes en la superficie de la cámara se desnatán diariamente, con el desnatador que se ilustra en la lámina No. 1. En ocasiones se recomienda que las natas recogidas se sepulten, cubriéndolas con tierra; otras ocasiones se indica que las natas se viertan en las ventilas de gas, práctica que se recomienda seguir, si no se observan contratiempos.

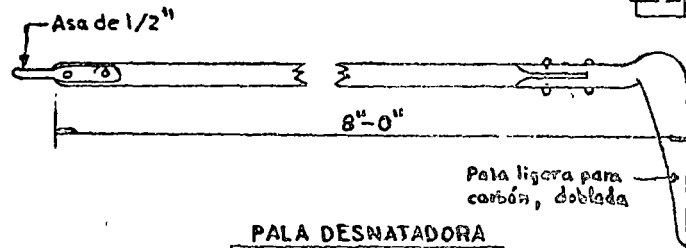
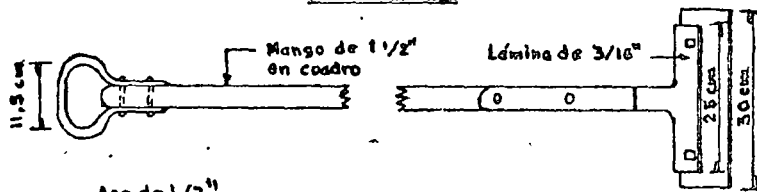
Al desnatarse debe tenerse cuidado de no alterar la corriente, para que no se arrastren las natas a la chicana del vertedor de salida.

3.1.2. Las paredes verticales y las de la tolva deben rasparse interiormente, cuando menos dos veces semanarias, con el raspador que se ilustra en la lámina No. 1, en la forma que se indica en la lámina No. 2.

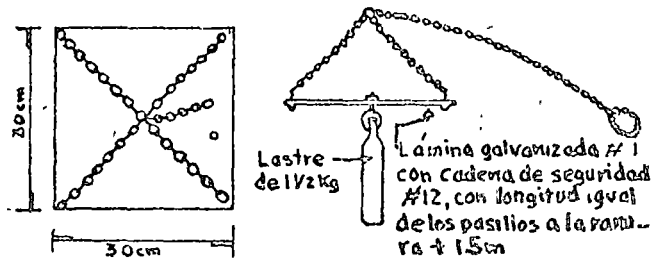
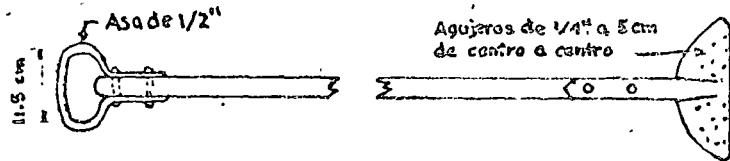
3.1.3. La ranura del fondo de la tolva, por donde se descargan los sedimentos, debe conservarse libre de obstrucciones, para lo cual se limpia semanariamente usando la cadena de mango que se ilustra en la lámina No. 1, la que se arrastra a través de toda la ranura, a la vez que se le da un movimiento de sube y baja. Como en todas las operaciones, debe cuidarse de no alterar el paso tranquilo de las aguas negras.



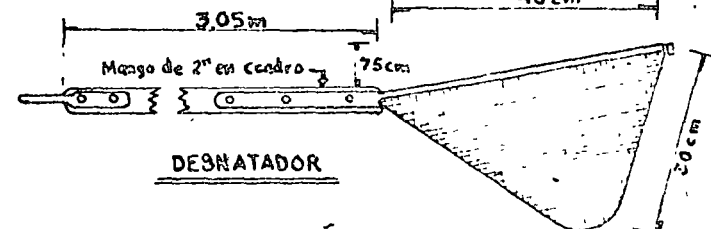
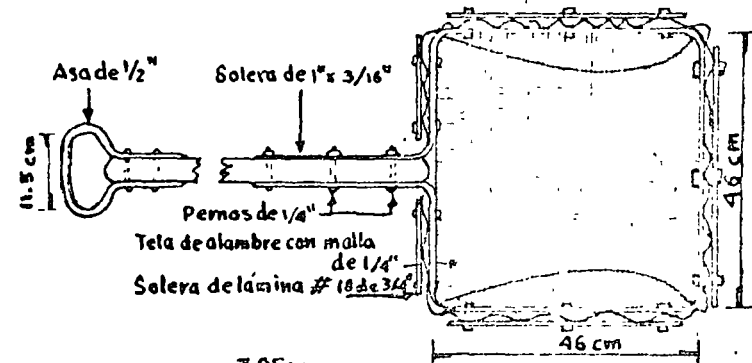
**RASPADOR**



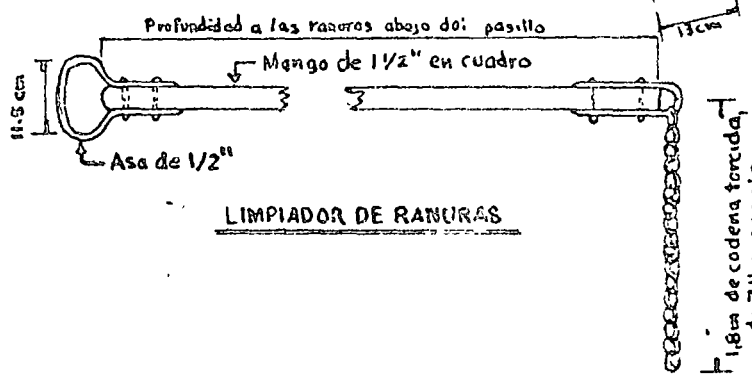
**PALA DESNATADORA**



**SONDA PARA LODO**

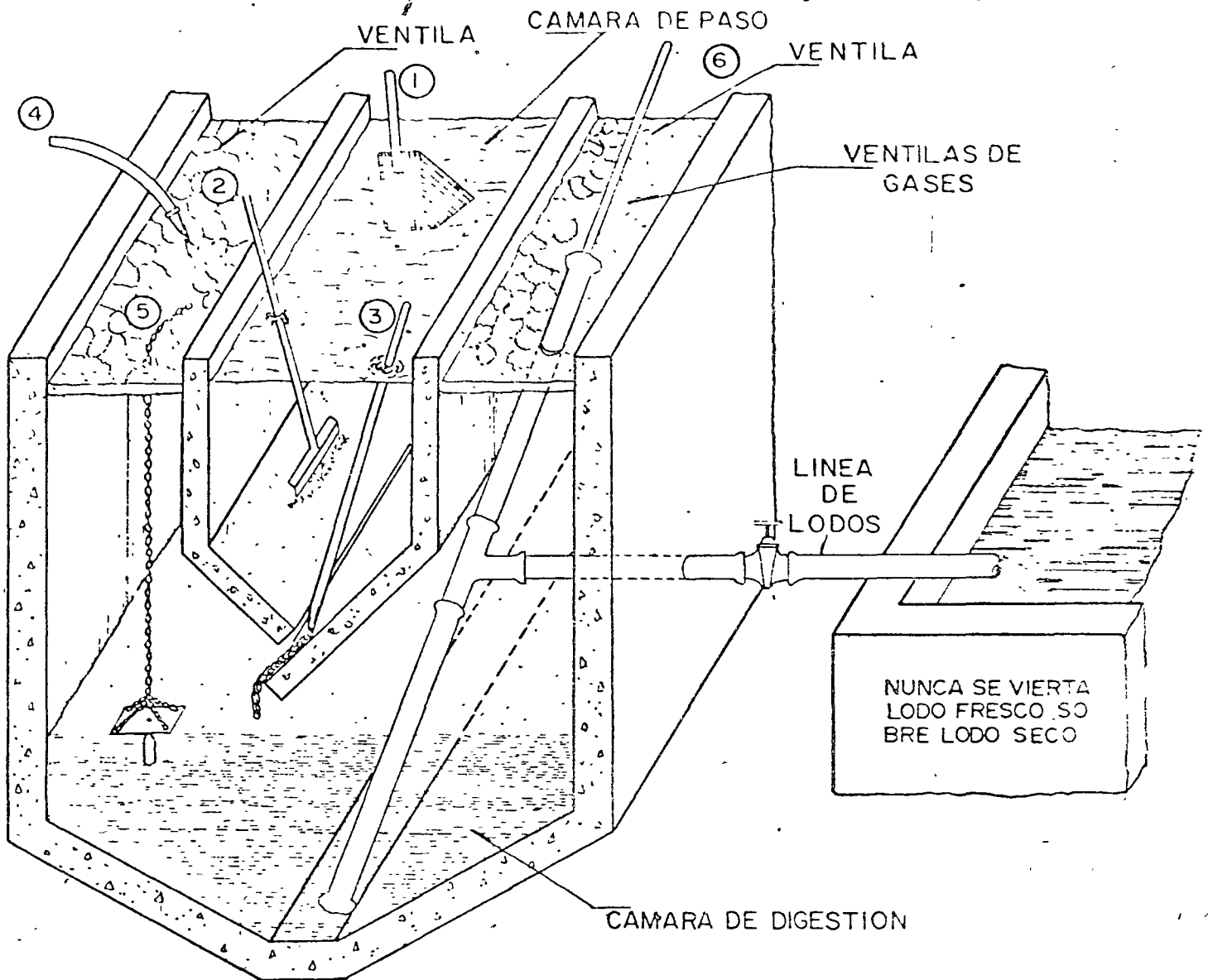


**DESNATADOR**



**LIMPIADOR DE RANURAS**

**AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS  
HERAMIENTAS PARA OPERADORES  
DE TANQUES IMHOFF**



- ① DESNATADO DE LA CAMARA DE PASO (Verter en las ventilas de gas).
- ② RASPADO DE LAS PAREDES Y FONDOS
- ③ LIMPIEZA DE LA RANURA CON LA CADENA
- ④ ELIMINACION DE LA NATA DE LAS VENTILAS DE GAS
- ⑤ ESTIMACION DEL NIVEL DE LODOS CON SONDA
- ⑥ DESTAPADO DE LA LINEA DE LODOS CON UNA GARROCHA

### CONSERVACION DEL TANQUE IMHOFF

3.1.4. Los bordes de las chicanas de entrada y salida deben encontrarse perfectamente despejados, para lo cual se inspeccionarán diariamente.

3.1.5. En aquellas unidades construídas para invertir el sentido del flujo se recomienda que se cambie periódicamente tal sentido, para uniformar el almacenamiento de lodos.

### 3.2. Operación de la cámara de digestión.

3.2.1. Normalmente, la cámara de digestión se conserva llena de lodos, hasta un nivel máximo de 0.45 m. abajo de la ranura de la cámara de sedimentación. -- Para conocer el nivel de los lodos se usa la sonda ilustrada en la lámina No. 1, la que se hace descender cuidadosamente a través de la ventila de gases, hasta que se aprecie que la lámina de la sonda sienta sobre la capa de lodos; este sondeo debe verificarse cada 15 días o cada mes, según la velocidad de acumulación que se observe. En los tanques de flujo invertible, de gran longitud, es recomendable hacer los sondeos en los dos extremos del tanque, para conocer si hay tendencia a acumularse en algunos de ellos.

3.2.2. Los lodos digeridos se extraen de la cámara de digestión, destapando o abriendo la línea de lodos y dejándolos escurrir hacia los lechos de secado. Un lodo bien digerido es de textura granular, de color negruzco y un olor que se describe -- como "alquitronoso", con un PH mayor de 7.0. Por regla general, tiene la propiedad de deshidratarse rápidamente, lo que se advierte al separarse los lodos, de inmediato, del agua en que estaban suspendidos.

3.2.3. Los lodos deben extraerse lentamente, para evitar que se apilen en los lechos de secado, procurando que se distribuyan uniformemente en la superficie de tales lechos.



3.2.4. La extracción de los lodos debe suspenderse cuando empiecen a observarse cambio en su color, esto es, cuando comiencen a presentarse estrías de color gris o café, lo que ya indica que los lodos no han alcanzado su completa maduración. Se recomienda que, en operación normal, no se extraiga más de la mitad de los lodos.

3.2.5. Si la línea de lodos se obtura o se atasca, debe desprenderse el tapón que se haya formado, por medio de una fisga o garrocha que se introduce por la rama ascendente de la T.

3.2.6. Se recomienda que, por método, la extracción de lodos se verifique cada quince días o con mayor frecuencia, si se llega a observar que la acumulación es excesiva. Esta recomendación debe tomarse con carácter tentativo, modificando como convengan los intervalos de extracción, para obtener siempre lodos bien digeridos o maduros. Ha de tenerse presente que, en invierno, la digestión es más lenta, conviniendo espaciar un poco más las ocasiones de extracción.

3.2.7. Al terminar el vaciado de los lodos, debe lavarse la línea de extracción con un chorro de agua, aplicado con manguera, para evitar que los lodos retenidos se endurezcan y obturen la línea.

3.2.8. Las ventilas de gas, de la cámara de digestión, deben encontrarse libres de natas o de sólidos flotantes, que hayan sido acarreados a la superficie por las burbujas de gas. Para hundirlas de nuevo es conveniente el riego con manguera a presión pero, si no se logra con ésto, es mejor extraerlas y sepultarlas inmediatamente, o bien incinerarlas previo secado. La experiencia indicará la frecuencia de esta limpieza, pero cuando menos, debe verificarse mensualmente.

3.2.9. Si se observa que los lodos sufren una digestión ácida (esto es, si

tiene un pH menor de 7.0), lo que generalmente trae aparejada la formación de espuma en las ventilas de gas, conviene agregar una suspensión de cal hidratada, a razón de 5 Kg. por cada 1,000 habitantes; esta suspensión se mezcla suavemente con la nata y la espuma sobrenadantes en las ventilas de gas; este tratamiento debe repetirse periódicamente, hasta que el valor del pH de los lodos sea superior a 7.0.

### 3.3. Limpieza de la cubierta del tanque.

3.3.1. Cuando menos una vez por semana debe limpiarse la cubierta del tanque, por regado con manguera a presión y por fregado o restregado con cepillo, si fuera necesario.

3.3.2. Los alrededores del tanque deben conservarse despejados de arbustos y hierbas; se logra una impresión muy agradable cuando se mantienen cubiertos de pasto bien cuidado.

### 3.4. Iniciación de funcionamiento

Para operar con las menores dificultades un tanque nuevo, o recién lavado, han de tenerse las siguientes precauciones:

- (a) Llenar con agua limpia el tanque y
- (b) Inocular el contenido del tanque con una porción liberal de un buen lodo digerido de otro tanque Imhoff, o bien es suficiente estiércol fermentado.

### 3.5. Temperatura de los lodos.

Se recomienda que, en cada descarga de lodos, se tome la temperatura del material que está escurriendo, lo mismo que la temperatura ambiente. Con esto se tiene una indicación muy valiosa de las condiciones en que se está verificando la digestión.

#### 4. Lechos de Secado

4.1. Debe determinarse experimentalmente cual es el espesor más conveniente de la capa de los lodos en proceso de secado. Es posible que, en clima seco, se pueda secar rápidamente una capa de lodos de 0.30 m. de espesor

4.2. No deben vaciarse lodos húmedos sobre lodos secos o parcialmente secos. Antes de recibir los lodos, deben limpiarse los lechos, para eliminar los residuos de lodos secos y las basuras y restos de vegetación que se hayan acumulado.

4.3. Se observa que los lodos digeridos, que han perdido suficiente humedad, se enjutan y se agrietan, pudiendo entonces manejarse fácilmente con pala, para retirarse del lecho. Por lo general bastan unas dos semanas de secado.

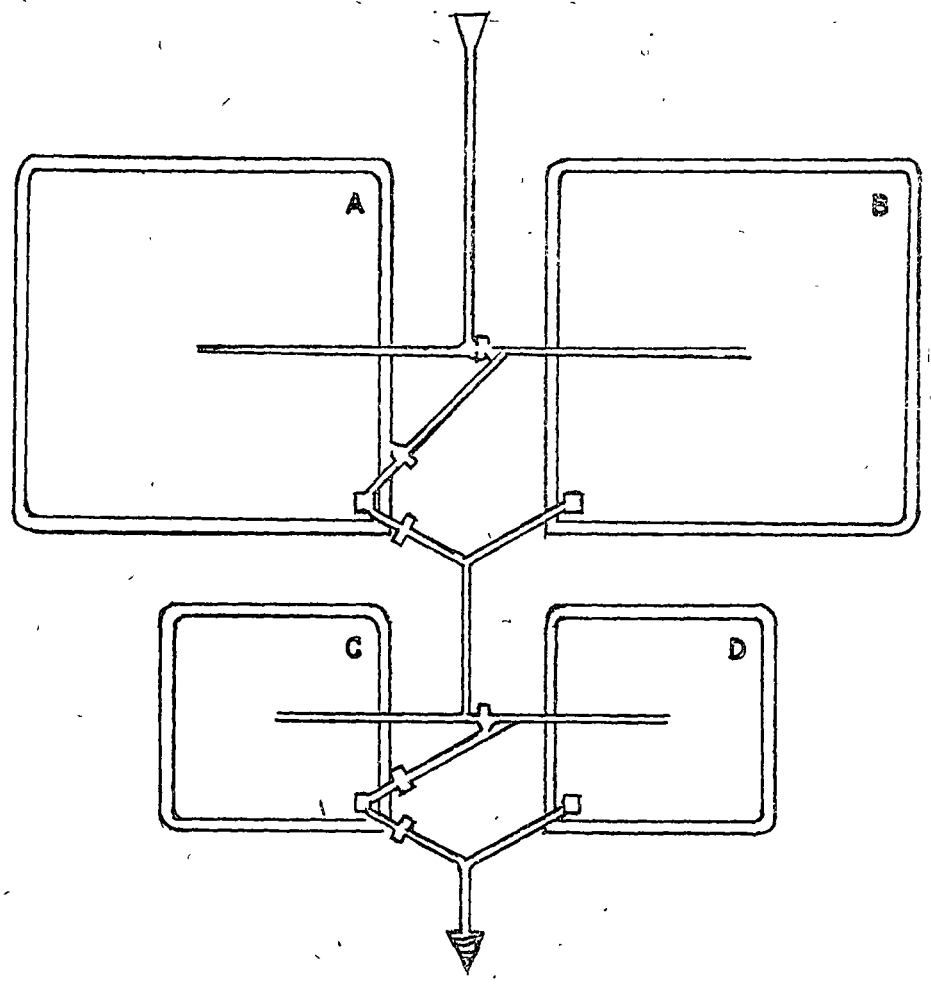
4.4. Los lodos digeridos secos constituyen un buen acondicionador de suelos, con cierto valor fertilizante, y debe estimularse su empleo en esta forma, bien sea utilizándolos en los prados o jardines municipales o permitiendo que el público disponga libremente de los mismos, aunque advirtiéndole que no se apliquen para el cultivo de legumbres que se consuman crudas.

#### 5. Registros

Es conveniente llevar un registro cuidadoso de todas las operaciones que se verifiquen para la depuración de aguas negras. Como tales operaciones se verifican con obra de mano no calificada, debe procurarse simplificar tales registros lo más posible. Para tal propósito se sugiere una forma como el ejemplo anexo; en esa forma, con excepción de los datos sobre extracción y temperatura de los lodos, que se anotaran con números, bastará en los restantes con marca X en la casilla de intersección de la fecha y de la columna respectiva.



DIAGRAMA DE UN SISTEMA DE CUATRO LAGUNAS



Sistema de lagunas de estabilización, consistente en cuatro depósitos, que pueden usarse en serie, en paralelo o en combinación mixta. Puede hacerse que el influente vaya al depósito A solamente, a los depósitos A y B simultáneamente. El efluente del depósito A, puede llevarse al B, si están en serie, y el efluente del depósito B (o bien de A y B juntos) a los depósitos C y D al mismo tiempo, o a uno detrás de otro. Si el tratamiento es en paralelo, el efluente final, será descargado de los depósitos C y D. Si el tratamiento es en serie, el efluente final será descargado del depósito D. Además de las válvulas y pozos de visita normales, se requieren válvulas para controlar la dirección del flujo según se desee, mismas que están señaladas en el diagrama.

## TRATAMIENTO SECUNDARIO

Aún adonde hay redes de alcantarillado, los arroyos, las lagunas y los pozos cercanos, - todos ellos posibles fuentes de suministro de agua potable, están expuestos a contaminación. La ausencia de instalaciones sanitarias mejores, se explica por la escasez de fondos necesarios, para la construcción de plantas ordinarias de tratamiento. Sin embargo, existe una solución razonablemente sencilla y económica para el tratamiento de aguas negras, que requiere principalmente de terrenos suficientes y del esfuerzo humano: Las lagunas - de estabilización.

Las lagunas de estabilización, son más apropiadas para el tratamiento y eliminación de - los desechos domésticos y de algunas clases de desechos industriales. Los desechos industriales complejos que tienen su origen en fábricas de tinturas, plantas pasteurizadoras, - rastros, ingenios azucareros, etc., requieren a veces de tratamiento especial y no pueden manejarse con facilidad, únicamente mediante las lagunas estabilizadoras.

Fisicamente, las aguas negras normales de origen doméstico, están formadas del 99% de agua, aproximadamente, y de pequeñas cantidades de sólidos en suspensión ó disueltos, - tanto en forma de materias orgánicas, como inorgánicas. Las aguas negras crudas son generalmente alcalinas, tendiendo a acidularse con el tiempo, a medida que se estabilizan. La concentración de las aguas negras depende del agua per cápita relativa que utiliza la comunidad y de la cantidad y naturaleza de los desechos industriales, etc., que maneje el sistema.

Las lagunas de estabilización tienen por objeto, estabilizar la materia orgánica putrecible, que acarrean las aguas negras.

Se realiza una acción SIMBIOTICA de bacterias y algas, ( acción complementaria una de la otra) El diccionario define la palabra " SIMBIOSIS " como: " asociación de organismos de diferentes especies que se favorecen mutuamente en su desarrollo".

Tanto las bacterias aerobias que utilizan el oxígeno libre, como las anaerobias que mueren en su ausencia, están involucradas en la biología de las aguas negras. Aunque la mayor parte de las bacterias de aguas negras, viven a expensas de materia orgánica en descomposición, algunas de ellas son parásitos.

La neutralización de las aguas negras se debe a las bacterias y a las algas ( acción simbiótica). Las bacterias digieren y oxidan las materias orgánicas, mientras las algas, por medio de la fotosíntesis, producen el oxígeno que se requiere para la acción bacteriana aerobia.

El ciclo de descomposición del oxígeno es cerrado y continuo, ya que, a medida que la oxidación forma bioxido de carbono, utilizado por las algas ( bajo ciertas condiciones ) - se genera mayor cantidad de oxígeno, para que puedan ejercer su acción de ataque y desdoblamiento de la materia orgánica y producir como resultado de ese ataque bioxido de carbono.

Las algas, requieren para su desarrollo, bioxido de carbono y luz, y su producto de desecho es el oxígeno, que a la vez es aprovechado por las bacterias.

La cantidad de oxígeno necesario para la descomposición aerobica, se denomina DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO (DBO). El ritmo al que se requiere el oxígeno, es máximo durante los primeros 5 ó 6 días, disminuyendo después de modo constante. Puede nuevamente acelerarse alrededor del vigésimo día, después del cual, disminuye gradualmente durante un período indefinido. La satisfacción DBO, depende del grado de concentración

de las aguas negras así como de otras varias condiciones, las que incluyen la temperatura. Las temperaturas más altas de las zonas, tropicales, son en este caso, favorables porque la satisfacción del DBO (70 a 90%), se puede lograr en un tiempo mucho menor, que el que se requiere en climas fríos.

Las algas, son generalmente microorganismos unicelulares, que se encuentran en amplia variedad de formas, que varían desde esferas hasta bastones. Al vivir en aguas de la laguna, las algas utilizan los productos derivados de la acción bacteriana y la energía de la luz solar, en el proceso de fotosíntesis para producir oxígeno, que juega un papel vital en el proceso de tratamiento de aguas negras. La mayoría de las algas son inofensivas, pero algunas especies, en grandes cantidades, pueden ser dañinas, tanto para seres humanos como para el ganado, en caso de utilizarse para riego de hortalizas ó abrevaderos. Varían de color verde al verde azul y aún al pardo y en lugares más cálidos, las algas flotan, por lo general, debajo de la superficie de la laguna.

Durante los períodos de luz solar intensa, pueden subir a la superficie y aumentar su actividad productora de oxígeno. Las heladas retardan la actividad de las algas, con la correspondiente disminución del proceso de tratamiento, el que, dadas tales condiciones, requiere de períodos más amplios de retención de líquidos. También una capa de nieve, nulificará la actividad de las algas y consecuentemente, significará una pérdida en la producción de oxígeno.

Las lagunas proporcionan un método sencillo y extremadamente eficiente de tratamiento, ya que las aguas negras crudas o con un tratamiento primario, del sistema de recolección, descargan en un receptáculo de poca profundidad de 1.80 a 2.00 m. en climas cálidos, y de 0.61 c. a 1.55 m. en climas fríos, en donde quedan sujetas al mismo proceso de oxigenación.



dación que hay en lagos y arroyos por acción natural. El sistema incluye la retención de las aguas negras en la laguna hasta que se satisfaga adecuadamente la DBO (70 a 90%) después de lo cual se descarga el efluente en los arroyos locales. Los sólidos, se convierten en lodos, que se asientan en el fondo de la laguna. La acumulación de lodos se efectúa lentamente, a velocidades valoradas por varios expertos, que van desde una fracción de centímetro, hasta 8.90 cms. por año, circunstancia que permite, que una laguna correctamente diseñada, dé muchos años un servicio eficiente sin sufrir reducciones drásticas en su capacidad.

Sin embargo, el efluente de la laguna, no necesariamente está libre de organismos patógenos y puede requerir tratamiento y/o cloración adicionales. Si no es clorado, debe restringirse su uso, al riego de cultivos, cuyos productos no sean comestibles.

### LA GUNAS EN PARALELO Y EN SERIE

El diseño de lagunas consiste esencialmente, en planear una artesa de poco fondo, casi a prueba de fugas, situada en el extremo más bajo de un sistema recolector de desechos, y con capacidad suficiente para retener el efluente que proviene de aquel sistema, hasta que su calidad se transforma suficientemente como para permitir que sea descargado sin temor a contaminar el abastecimiento de agua. A menudo, una sola laguna es adecuada para una instalación pequeña, lo que depende de la naturaleza y el volumen de las aguas negras por tratar. En donde se requiera más de una laguna, se emplean sistemas en serie ó en paralelo.

Por definición, las lagunas en serie, reciben en secuencia, las aguas negras en etapas sucesivas de tratamiento, que las van mejorando de una laguna a otra hasta que se descargan en la última, teniendo ya, un grado aceptable de purificación. En las lagunas en pa

ralelo, el efluente se canaliza a todas las lagunas simultáneamente, recibiendo el mismo grado de tratamiento en cada una, hasta que esté listo para su descarga. El sistema óptimo, es aquel que hace uso de lagunas múltiples que pueden operarse, ya sea en serie, ya sea en paralelo.

Aún cuando la reducción del DBO, para un lapso dado, no es mucho mayor en las lagunas en serie, que en las que están en paralelo, ó incluso en una sola, la reducción de bacterias provenientes de heces fecales, es bastante mayor en las lagunas en serie y es por ello, que se usa este sistema, cuando se desea obtener una alta calidad general del efluente.

En ocasiones, aunque aquí en la República todavía no se hace, se construyen lagunas muy someras (en serie) (50 ó 60 cms.) para que le den al efluente un acabado final, a las que se les dá el nombre de "Lagunas de Maduración".

Por otro lado, una ventaja de las lagunas en paralelo es que cualquiera de ellas, puede dejarse de usar para ser reparada ó para extraer lodos, sin que se afecte por ello, la operación del sistema. (Diagrama de 4 lagunas).

En La Paz, B. C., las lagunas (2) se proyectaron para un tratamiento en dos etapas. La primera, las aguas negras deben concurrir a tanques Imhoff (3) para que en ellos, se sedimente la materia orgánica gruesa y se digiera en el compartimiento inferior. El efluente de los Imhoff, pasará a las lagunas (2) aerobias que trabajarán en serie.

En Mexicali, se construyeron 2 lagunas principales o primarias ANAEROBIAS (alto tirante de agua 4 mts., para una fermentación pútrida de las bacterias y otros microorganismos) que descomponen la materia orgánica gruesa, en un paso preliminar para pasar a las lagunas erobias (7). Las lagunas principales ó anaerobias, trabajan en paralelo,

de donde pasan a las lagunas secundarias que también trabajan en paralelo.

El agua de las lagunas secundarias, ha mantenido con éxito una gran variedad de peces, que también ayudan a controlar los mosquitos. Los patos, los gansos y otros pájaros -- acuáticos, habitan en las lagunas y prestan su concurso, para ayudar al control de los insectos.

### MANTENIMIENTO

Un sistema de lagunas alimentado por gravedad, es sencillo de limpiar y mantener. Alguien capaz de leer y registrar las alturas del agua en la laguna, debe visitarla periódicamente y en los sistemas de lagunas múltiples, regulando la corriente.

Deberá inspeccionar, los bordos ó diques y la zona en general, para observar si hay fugas ó síntomas de ellas, ó erosión y verificará el estado de la cámara desarenadora, en caso de que la haya.

A intervalos específicos, ó para resolver problemas periódicos, el mantenimiento debe incluir, la limpieza de natas, limpieza de rejillas, aceitado de válvulas corte de pasto sobre los bordos y zonas circundantes y control del crecimiento de maleza en las lagunas para evitar que se formen criaderos de mosquitos.

Deben hacerse sondeos, para determinar el nivel general de la acumulación de lodos y para cerciorarse de si hay o no, excesiva acumulación de lodos y para cerciorarse de si hay o no excesiva acumulación en derredor de los puntos de entrada ó en cualquiera zona donde por su causa pudiera retardarse la circulación.

Para mantenimiento (por ejemplo, corte de la maleza del fondo) e inspección detallada, es extremadamente útil una pequeña balsa ó una lancha de fondo plano.

Como ya se indicó en proceso de tratamiento, los lodos se acumulan muy lentamente.-

Es difícil predecir la velocidad a que lo hagan, puesto que ésta depende de factores - tales como la carga de la laguna, expresada en términos de personas por hectárea, de - la cantidad y naturaleza de los desechos industriales que entran al sistema y del grado - en que se utilicen máquinas lavadora ú otros equipos consumidores de agua y del grado - en que se haga uso de trituradores domésticos de desperdicios de la cocina.

A continuación y como un corolario, para la debida operaci. de "Lagunas de Estabili- zación", se transcribe íntegro un instructivo elaborado por el C. Ing. Pedro Caballero, en julio de 1972, para la Conservación y Operación de las lagunas de aguas de desecho en Mexicali, B. C., que en sí pueden aplicarse a cualquiera otra instalación.

""""RECOMENDACIONES PARA LA OPERACION DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZA- CION DE AGUAS DE DESECHO DE MEXICALI, B. C.""""

### 1.- TRABAJOS DE CONSERVACION.

Para la eficiente operación de las lagunas de estabilización es extremadamente neces- ario que se preste especial atención a la conservación del sistema, procediendo a estas - labores en forma rutinaria y dedicándoles buena parte de la jornada de trabajo.

#### Equipo, herramienta y substancias.

Bomba portátil montada sobre ruedas, con motor de gasolina, para un gasto de 30 a 40- gpm. (1.9 a 2.5 l/s), a presión de 30 a 40 psi (2 a 3 Kg/cm<sup>2</sup>) o mayor.

20 m. de manguera de hule, con forro de lona, para acoplarse directamente a la bomba anterior (diámetro mínimo 2" o 51 mm).

- 1 Chiflón o tobera del mismo diámetro de la manguera, para acoplamiento directo, - del tipo de manguera de incendio.
- 1 Válvula de succión ( 6 de pie ) para la bomba anterior, con 8 m. de manguera de - diámetro apropiado, de hule flexible, con alambrado en espiral
- Bomba manual para la aspersión de insecticidas.
- Lancha de fibra de vidrio de 12' ( 3.66 m ) de longitud, completa, con remos:
- Carretillas de mano.
- Palas de mango largo, tipo cuadrado.
- Rastrillos de jardinería.
- Podadora manual de pasto.
- Cepillos de alambre con mango.
- Cepillos de alambre sin mango.
- Bieldos.
- Limas Planas toscas.
- D.D.T. soluble.
- Malathion.
- Parathion.
- A ceite diesel.
- Semilla de pasto.
- Fertilizante.

#### Eliminación de malezas.

Es algo obligado que, por ningún motivo, se permita la existencia de malezas en ambos lados de los bordos y que, se limpien cuidadosamente los fondos de las lagunas, - antes de su llenado, de todas las malezas existentes, para que en ninguna forma emerjan de las aguas de desecho. Todas las malezas que se eliminen se alejarán de las --

lagunas, para su incineración en tiempo oportuno.

#### Protección de los bordos.

Para evitar la erosión provocada por los vientos y las lluvias, las porciones superiores de los taludes interiores y las superficies totales de los taludes exteriores perimetrales de la instalación, se sembrarán con pasto, regándolas con la frecuencia necesaria con un bajo costo de agua de desecho en proceso y podándolas cuando sea necesario.

Se continuará revistiendo de material pétreo apisonado las coronas de todos los bordos, realizando simultáneamente los trabajos de conservación que sean necesarios para mantener en buen estado de integridad y tránsito tales coronas.

#### Limpieza del perímetro de las lagunas.

Nó se permitirá la acumulación de basuras, hojarascas o desechos de otra naturaleza en la zona perimetral de las lagunas y se vigilará que el vecindario no arroje estos desperdicios. Se procederá a la acumulación de los existentes para su incineración.

#### Conservación de las cercas.

Se cuidará en todo momento, la integridad de las cercas y se fijarán, por cada lado del perímetro, no menos de 3 tableros con la indicación "PROHIBIDA LA ENTRADA". En caso necesario, se mantendrá en almacén un rollo de alambre de púas para las reparaciones que se presenten.

#### Conservación de los bordos.

Es de la mayor importancia que los bordos se mantengan en el mejor estado de conservación, para lo cual se recorrerá diariamente por lo menos el perímetro de una laguna, para observar la presencia de asentamientos de los terraplenes, de grietas de

los mismos, de erosiones en los taludes y, ocasionalmente, de infiltraciones de agua de desecho. Al descubrirse cualquiera anomalía se procederá inmediatamente a la aplicación de las medidas correctivas aconsejables.

#### Medidor Parshall y vertedores.

Empleando cepillo de alambre, con ó sin mango, se limpiarán diariamente los muros y el fondo del medidor Parshall, cuidando especialmente que se mantenga libre la comunicación entre este vertedor y sus pozos de reposo. Se comprobará asimismo la debida colocación de los demás vertedores, agujas y compuertas.

#### II.- Medición de caudales.

Medidor Parshall. En el pozo de reposo de la sección convergente de este medidor se instalará y se pondrá en operación un limnógrafo registrador de la altura del agua en esta sección.

No se considera que, por varios años, se necesite instalar el mismo equipo en el pozo de la sección divergente para corregir los caudales por la porción ahogada o remansada del medidor.

La situación de los medidores proporcionales, tipo Sutro, se modificará de acuerdo con instrucciones que posteriormente se plantearán con indicaciones con respecto a la medición de sus gastos.

#### III.- Operación de las lagunas.

Las lagunas anaerobias se diseñaron para trabajar un tirante de líquido de 4.59 m. y las lagunas aerobias o facultativas se diseñaron para trabajar con un tirante de líquido de -

1.40 m.

Debe entenderse claramente que esos son los tirantes normales de trabajo, una vez que se hayan establecido los regímenes biológicos apropiados para cada tipo de laguna; por tanto, tienen que modificarse para que se ajusten a las condiciones iniciales de operación o a los cambios estacionarios, así como para la eliminación de larvas de mosquitos, moscas y otros insectos.

Las recomendaciones al respecto son:

a).- Llenado inicial. Para la operación inicial de las lagunas anaerobias, se dejará un tirante de líquido de 2.30 m. de altura por lo que, al lograrse este nivel en la laguna anaerobia No. 2, se cambiará la alimentación a la laguna anaerobia No. 3 hasta que se alcance el mismo nivel. Al terminarse estas 2 maniobras se llenarán sucesivamente las dos lagunas anaerobias hasta su tirante prefijado de 4.59 m.

Cuando empiecen a verter las lagunas anaerobias, se irán llenando sucesivamente, hasta un tirante de 0.70 m. las lagunas aerobias número 1, 2, 7, 8, 9 y 10 y sólo cuando se cumpla con esta secuela se completará, en el mismo orden, el llenado al tirante de 1.40 m. con el que deben trabajar.

Al completarse el llenado de todo el sistema de lagunas se iniciará la descarga de los efluentes de aguas de desecho tratadas, nivelando cuidadosamente sus vertedores individuales para lograr una descarga uniforme en cada laguna.

Para evitar erosiones en los fondos y cortocircuitos en el flujo del influente de aguas de desecho, en los extremos de las líneas de alimentación se instalarán estructuras de concreto formadas por una losa, que encaje en la línea de descarga, y un muro deflector, que disperse las corrientes de las aguas de desecho.



b).- Para la eliminación de larvas de insectos, en particular durante las épocas calurosas, conviene que, periódicamente se baje unos 30 cm. el nivel de las aguas de desecho; con esta maniobra las larvas quedan en seco y mueren. No es posible fijar a priori la periodicidad de esta maniobra, pero pudiera experimentarse el ciclo de 2 ( dos ) - semanas de tirante normal y 1 ( una ) semana de tirante reducido. La observación cuidadosa de la proliferación de larvas en las márgenes de las lagunas indicará si estos periodos son apropiados o si se deben modificar. En las épocas de bajas temperaturas pudiera relajarse un poco esta regla.

c).- En los meses otoñales o invernales, de temperaturas más bajas, de noviembre a -- marzo, conviene aumentar en unos 25 a 30 cm. en el tirante de agua en todas las lagunas para compensar la menor actividad biológica.

#### IV.- Control de insectos.

A demás de las medidas mencionadas anteriormente, para el aniquilamiento de las larvas, tiene que vigilarse la ausencia real de moscas, mosquitos y de otros insectos en las lagunas, como los que posiblemente se presenten con mayor frecuencia, en las márgenes mojadas de las esquinas de las lagunas. Una forma de combatir estos insectos en el rociado oportuno con un insecticida, sugiriéndose que alternativamente se use un insecticida clorado ( DDT al 2% en aceite diesel ) y un insecticida fosforado ( Malathion o Parathion al 20%); la aplicación de estos insecticidas debe ser muy parca, pues su exceso puede producir efectos adversos en el régimen biológico de degradación de la materia orgánica en las aguas de desecho, al afectar la flora y la fauna de las lagunas.

Cuando se haya establecido de modo permanente este régimen biológico, posiblemente al cabo de un año, es conveniente que se adquieran peces predadores de los géneros - Gambusia, Tilapia o Poecilia que se alimentan de larvas y que deben sembrarse en -

las lagunas aerobias ó facultativas; la adaptación y proliferación de esos peces en las lagunas aerobias será la mejor indicación de que las aguas de desecho han alcanzado una condición aerobia, ésto es, con suficiente cantidad de oxígeno disuelto de la mayor parte, aviso cierto de la degradación y estabilización de la materia orgánica putrescible.

#### V.- Alteraciones posibles.

En la operación de las lagunas pueden presentarse fenómenos molestos, como la producción de natas y el desprendimiento de olores altamente desagradable en las anaerobias, ó la proliferación de algas de colores distintos del verde (algas verdiazules) en las aerobias ó facultativas.

La mejor forma de combatir estas condiciones adversas es el rociado intenso, con manguera, para deshacer las natas que se forman y para permitir que afloren otros organismos menos molestos. El rociado hacia el centro de las lagunas no presente problemas especiales, no así los que sean necesarios en las esquinas ó en las márgenes, de las lagunas, pues en éste caso debe evitarse que los chorros se dirijan hacia los taludes de los bordos y éstos se erosionen. La bomba que se ha previsto para esta operación succionará aguas negras a cierta profundidad, para lanzarlas en la zona conveniente.

Los olores muy intensos en las lagunas anaerobias se atribuyen a las condiciones acidas de la digestión y pueden combatirse (a) por la adicción de cal viva ó hidratada en el influente a las lagunas, de preferencia antes del medidor Parshall, o (b) por la circulación de las aguas alcalinas de desecho de las lagunas facultativas, hacia las lagunas anaerobias.

Es probable que, por las condiciones del medio, se destruyan rápidamente las estructuras metálicas existentes en las lagunas, las que pueden sustituirse con ventaja con otras

de madera creosotada de pino, bien sean solas ó reforzadas con soleras de aluminio.

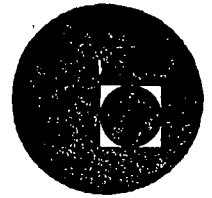
VI.- Nota complementaria.

No debe perderse de vista que estas recomendaciones tienen carácter tentativo o provisional, que pueden modificarse en la forma que lo dicte la experiencia y que se agradece particularmente los comentarios, críticas o sugerencias que se hicieran sobre las mismas, tendientes a su perfeccionamiento. "\*\*\*\*\*"

GFS\*agme.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO



Dr. Ubaldo Bonilla D.

Julio, 1977

## DISEÑO OPTIMO DE REDES DE AGUAS NEGRAS

### Introducción

El diseño de una red de recolección de aguas negras consta de tres etapas

- Selección del sitio de tratamiento y/o disposición
- Trazo de la red
- Determinación de diámetro, pendiente y profundidad, para cada uno de los tramos de la red.

En este trabajo se presenta una adaptación, para ser usada en el sistema métrico, a la modificación de Dajani S.J.<sup>(1)</sup> al método de Holland M.E.<sup>(2)</sup>.

La aplicación de este método da por resultado la optimización del costo de una red una vez establecido su trazo, por lo que es recomendable realizar la comparación de los costos resultantes de distintos trazados de la red.

### Nomenclatura y unidades

D; diámetro de tubería; L

X; profundidad de excavación; L

C; costo unitario de tubería e instalación; \$/L

a, b, c,  $k_1$ ,  $k_2$ , ...; constantes

L, longitud de tubería; L

Q, gasto;  $L^3/t$

u; subíndice que denota máximo, aplicado al gasto

av; subíndice que denota promedio, aplicado al gasto

i; subíndice que denota número de tramo

A; área de sección recta de un tubo;  $L^2$

V; velocidad; L/t

$n$ ; coeficiente en la fórmula de Manning

$S$ ; pendiente hidráulica

$M$ ; coeficiente de Babbitt, relación de gastos, máximo diario a medio diario

$P$ ; población; miles de habitantes

$\bar{E}$ ; elevación de clave al inicio de un tramo, L

$E$ ; elevación de clave al término de un tramo, L

$\bar{G}$ ; elevación del terreno al inicio de un tramo, L

$G$ ; elevación del terreno al término de un tramo, L

$K$ ; costo total de la red

$f$ ; descarga por habitante a la red;  $L^3/t\text{-hab.}$

### Fórmulas fundamentales

Gasto de diseño.- Se considera el gasto máximo diario, obtenido multiplicado al gasto medio diario por el coeficiente de Babbitt

$$M = 5/P^{1/5} \quad ; \quad 1 \leq P \leq 412$$

$$M = 5 \quad ; \quad P < 1 \quad ( 1 )$$

$$M = 1.5 \quad ; \quad P > 412$$

En la obtención del modelo matemático de optimización solamente se considerará la primera de estas fórmulas. Su aplicación en los dos casos restantes es, obviamente, más sencilla.

Por tanto, como

$$Q_u = M Q_{av} ;$$

y

$$Q_{av} = P f$$

considerando (1), resulta

$$Q_u = 5 Q_{av}^{4/5} f^{1/5}$$

( 2 )

Velocidad y diámetro.- La fórmula de Manning puede escribirse

$$V = \frac{k_2}{n} D^{2/3} S^{1/2} \quad (3)$$

y el gasto

$$Q = k_1 D^2 V$$

por tanto, combinando ambas fórmulas resulta

$$D = \left( \frac{n}{k_1 k_2} \right)^{3/8} S^{-3/16} Q^{3/8}$$

como para un tramo i

$$S_i = \frac{\bar{E}_i - \underline{E}_i}{L_i} \quad (4)$$

considerando además (2), resulta que

$$D_i = 5^{11/8} \left( \frac{n}{k_1 k_2} \right)^{3/8} \left\{ \frac{\bar{E}_i - \underline{E}_i}{L_i} \right\}^{-3/16} Q_{av_i}^{3/10} f^{3/40} \quad (5)$$

la sustitución de (5) en (3) conduce a

$$V = \left( \frac{k_2}{n} \right)^{3/4} (5)^{11/2} \left( \frac{1}{k_1} \right)^{1/4} \left( \frac{\bar{E}_i - \underline{E}_i}{L_i} \right)^{3/8} Q_{av_i}^{1/5} f^{1/2} \quad (6)$$

Excavación.- La profundidad media de un tramo de tubería está dado por

$$x = \frac{1}{2} \left[ (\bar{G}_i - \bar{E}_i) + (\underline{G}_i - \underline{E}_i) \right] = \frac{1}{2} \left[ (\bar{G}_i + \underline{G}_i) - (\bar{E}_i + \underline{E}_i) \right] \quad (7)$$

Costo de construcción.- El costo de construcción, por unidad de longitud de tubería de red de alcantarillado, es función, esencialmente, de los cuadrados del diámetro de la tubería y de la profundidad de excavación

$$C = a + bD^2 + cX^2 \quad (8)$$

El cuadrado del coeficiente de correlación múltiple para esta ecuación es mayor que 0.9; aproximadamente el 80% del costo de construcción de una red corresponde a las tuberías y su instalación, el 15% a la construcción de pozos de visita, y el resto a otros conceptos.

#### Modelo de optimización

La optimización de una red de alcantarillado consiste en la determinación de los diámetros de las tuberías y de las profundidades de las excavaciones que deben realizarse, para cada tramo, de manera que se satisfagan los requisitos de la red a un costo mínimo. El modelo consta pues de dos partes que deben satisfacerse simultáneamente, la minimización de la función de costos (función objetivo), y la satisfacción de las especificaciones para la red (restricciones).

Función objetivo.- La sustitución de (5) y (7) en (8) conduce a:

$$K = \sum_{i=1}^n \left\{ aL_i + \left[ b(5)^{11/4} \left( \frac{n}{k_1 k_2} \right)^{3/4} Q_{av_i}^{3/5} L_i^{11/8} \right] (\bar{E}_i - \underline{E}_i) + \frac{cL_i}{4} (\bar{G}_i + \underline{G}_i)^2 - \frac{cL_i}{2} (\bar{G}_i + \underline{G}_i) (\bar{E}_i + \underline{E}_i) + \frac{cL_i}{4} (\bar{E}_i + \underline{E}_i)^2 \right\} \quad (9)$$

Expresión que debe ser minimizada para el conjunto de valores

$$(\bar{E}_i - \underline{E}_i), (\bar{E}_i + \underline{E}_i).$$

Restricciones.- Las restricciones a que se sujeta una red varían según las especificaciones establecidas por cada ciudad o municipio, sobretodo en lo que se refiere a los diámetros mínimos permitidos; en todo caso, el diseño de la red debe satisfacer las siguientes:



Diametro mínimo.- Considerando (5)

$$D_{\min_i} \geq 5^{11/8} \left(\frac{n}{k_1 k_2}\right)^{3/8} \frac{(\bar{E}_i - \underline{E}_i)}{L_i} Q_{av_i}^{3/10} f^{3/40}$$

de donde

$$(\bar{E}_i - \underline{E}_i) \leq (5)^{22/3} D_{\min_i}^{-16/3} \left(\frac{n}{k_1 k_2}\right)^2 L_i Q_{av_i}^{8/5} f^{5/2} \quad (10)$$

Velocidades.- Considerando (6)

$$V_{\max} \leq \left(\frac{k_2}{n}\right)^{3/4} (5)^{11/2} \left(\frac{1}{k_1}\right)^{1/4} \frac{(\bar{E}_i - \underline{E}_i)}{L_i}^{3/8} Q_{av_i}^{1/5} f^{1/2}$$

de donde

$$(\bar{E}_i - \underline{E}_i) \geq (5)^{-22/9} \left(\frac{n}{k_2}\right)^2 k_1^{2/3} Q_{av_i}^{-8/15} f^{-4/3} L_i V_{\max_i}^{8/3} \quad (11)$$

Similarmente

$$(\bar{E}_i - \underline{E}_i) \leq (5)^{-22/9} \left(\frac{n}{k_2}\right)^2 k_1^{2/3} Q_{av_i}^{-8/15} f^{-4/3} L_i V_{\min_i}^{8/3} \quad (12)$$

Colchón de tierra.-  $\bar{G}_i - \underline{E}_i \geq H_{\min}$ , por lo tanto

$$2\bar{G}_i - (\bar{E}_i - \underline{E}_i) - (\bar{E}_i + \underline{E}_i) \geq 2 H_{\min} \quad (13)$$

Esta restricción es suficiente en el caso en que la pendiente del terreno sea mayor que la del tramo de tubería, en caso contrario deberá escribirse una restricción para cada extremo del tramo.

Progresión de diámetros.- El diámetro de cualquier tramo de tubería debe ser igual o mayor que cualquiera de los tramos que fluyen a el:

$$D_i \geq D_{i-1}$$

Aplicando (5) a esta desigualdad, se obtiene

$$\boxed{(\bar{E}_i - \underline{E}_i) - \frac{L_i}{L_{i-1}} \left\{ \frac{Q_{av_i}}{Q_{av_{i-1}}} \right\}^{8/5} (\bar{E}_{i-1} - \underline{E}_{i-1}) \geq 0} \quad (14)$$

Profundidad de clave. -  $\bar{E}_i \leq \underline{E}_{i-1}$ , o sea

$$\boxed{(\bar{E}_i + \underline{E}_i) + (\bar{E}_i - \underline{E}_i) \leq (\bar{E}_{i-1} + \underline{E}_{i-1}) - (\bar{E}_{i-1} - \underline{E}_{i-1})} \quad (15)$$

Punto de descarga. - Cualquier lateral "j" que llegue al punto de descarga, lo hará con una elevación de clave igual o mayor que la que tenga la clave de la línea principal "i" en ese punto.

$$\underline{E}_i \leq \underline{E}_j \quad \text{o sea}$$

$$\boxed{-(\bar{E}_i - \underline{E}_i) + (\bar{E}_i + \underline{E}_i) + (\bar{E}_j - \underline{E}_j) - (\bar{E}_j + \underline{E}_j) \leq 0} \quad (16)$$

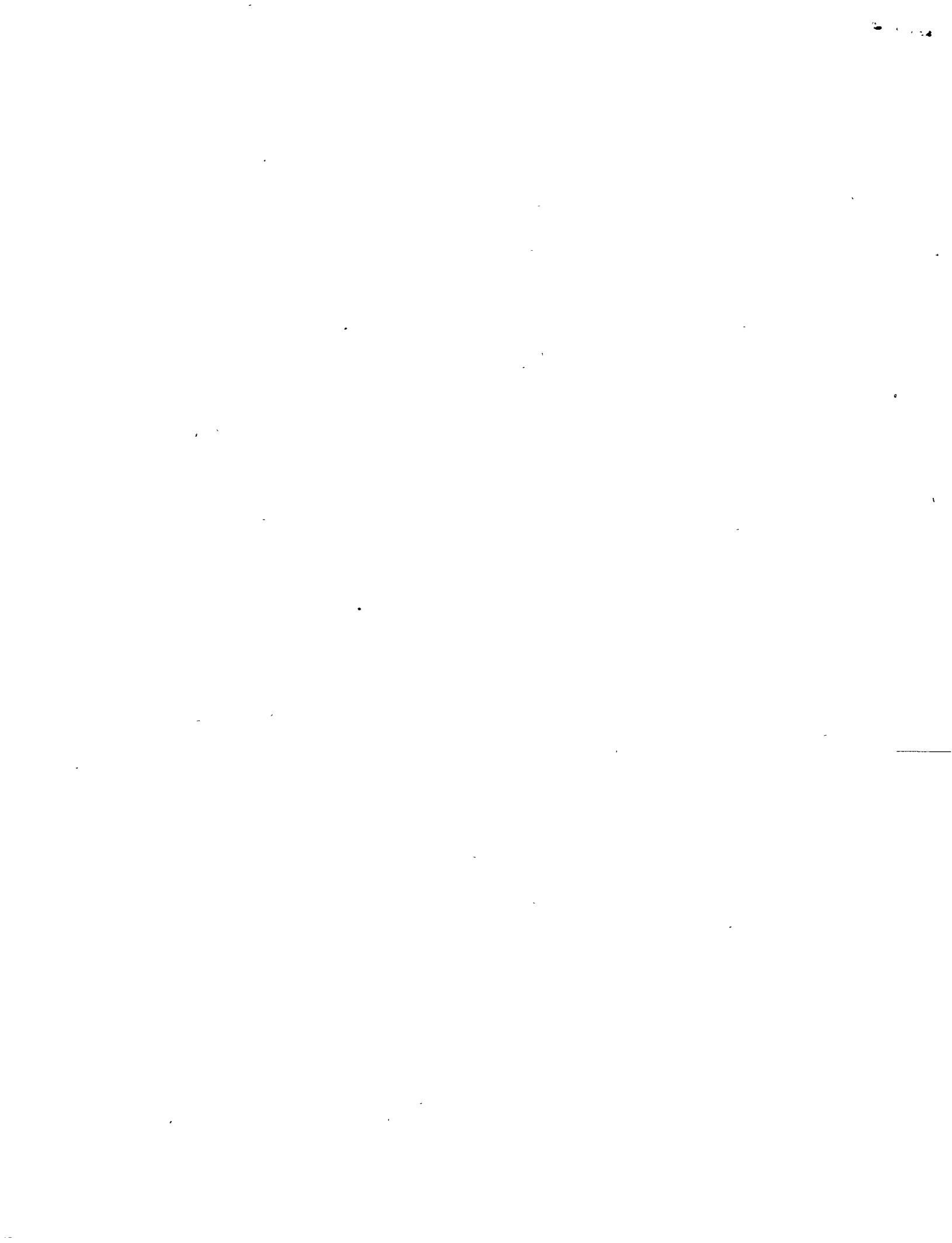
### Procedimiento

La solución de las ecuaciones 9 a 16 se realiza substituyendo la función objetivo (que no es lineal) por una suma de funciones lineales de un nuevo conjunto de variables obtenidas descomponiendo la parte no lineal de la función original en un número de aproximaciones lineales, tras de lo cual se pueden aplicar las técnicas ordinarias de programación lineal.

Una vez determinados los valores de  $(\bar{E}_i - \underline{E}_i)$  y  $(\bar{E}_i + \underline{E}_i)$  que minimizan el costo total del sistema, mediante el uso de las ecuaciones respectivas se determinan los diámetros, profundidades, etc, para la alternativa más conveniente. Este procedimiento da por resultado diámetros teóricos, que normalmente no existen en el mercado; obviamente, en la práctica deberá tomarse el próximo diámetro superior comercial.

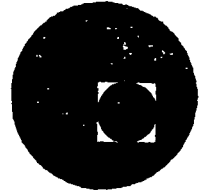
Referencias

- 1) Dajani, S.J. et Als., "Optimal Design of Wastewater Collection Networks". Journal of the Sanitary Engineering Division, Proceedings of the A.S.C.E., Dec. 1972.
- 2) Holland, M.E., "Computer Models of Wastewater Colletion Systems". Harvard University, Cambridge, Mass. 1966.





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam

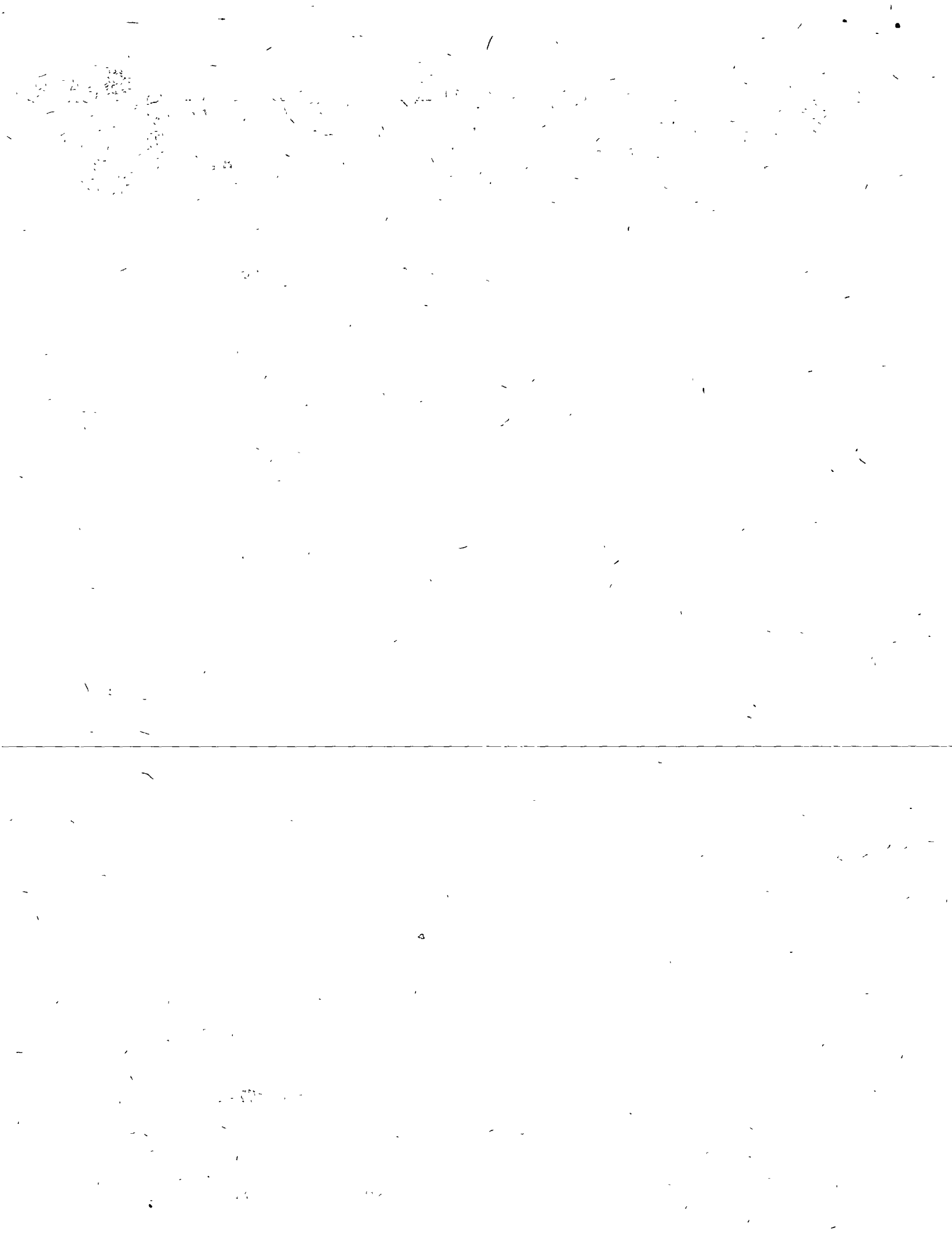


**CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO**

**CARCAMOS DE BOMBEO DE AGUAS NEGRAS**

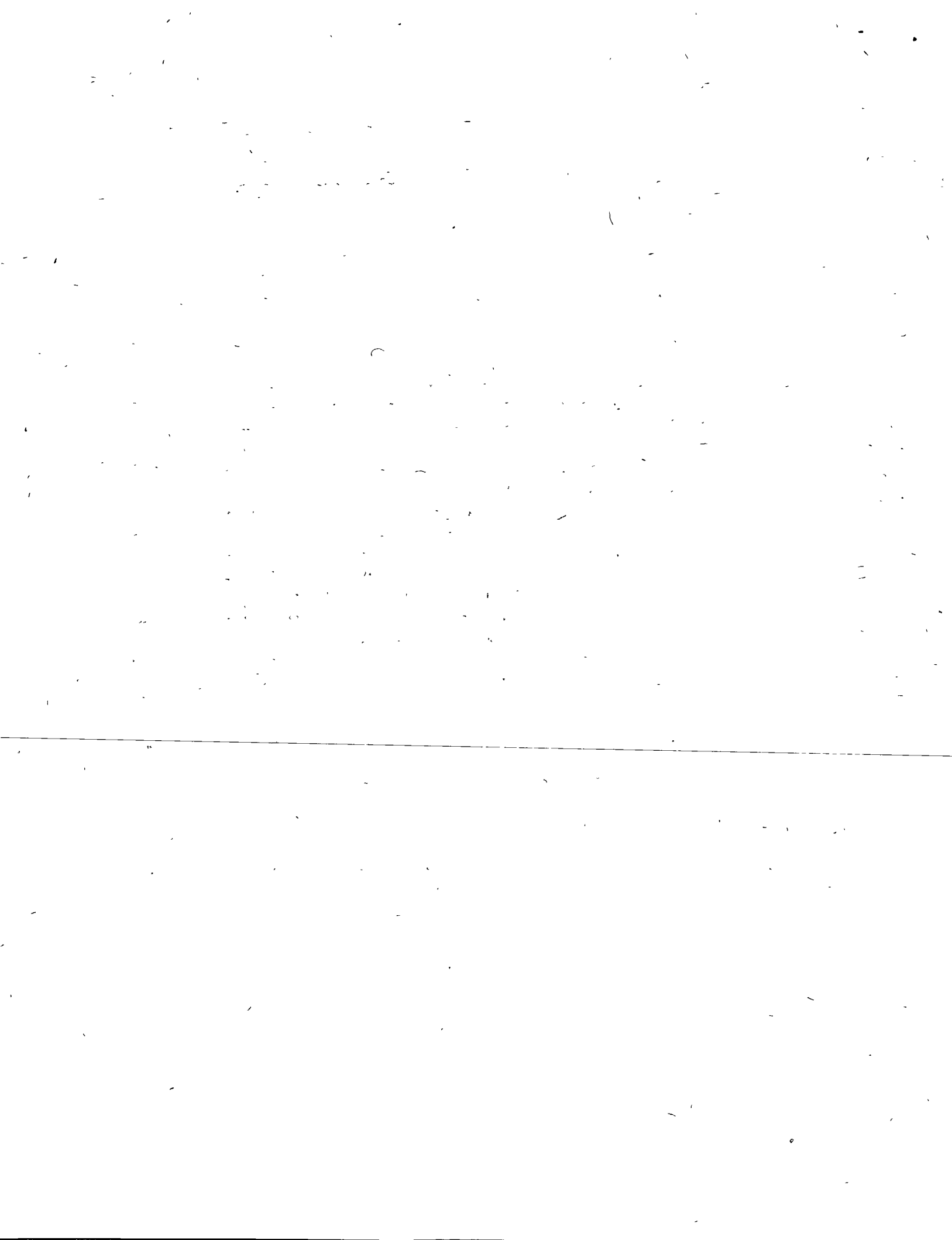
**ING. GONZALO D. ORDOÑEZ**

**Julio de 1977**



CARCAMOS DE BOMBEO DE AGUAS NEGRAS

	Pág.
1. Resumen (en español y en inglés)- - - - -	1
2. Enfoque general del problema- - - - -	2
3. Diseño del cárcamo de bombeo- - - - -	3
a) Información disponible y supuestos- - - - -	3
b) Información deseada - - - - -	4
c) Operación automática- - - - -	5
1. Modalidades de diseño- - - - -	5
2. Método analítico - - - - -	7
2.1. Fórmula general - - - - -	7
2.2. Fórmulas específicas- - - - -	9
2.3. Casos límites - - - - -	9
2.4. Obtención de un volumen principal y de la suma de las capacidades de las bombas - - - - -	12
2.5. Posibilidades de arreglo de los electrodos- - - - -	20
2.6. Obtención de las capacidades de cada bomba- - - - -	28
4. Resultados- - - - -	30
5. Discusión y conclusiones- - - - -	
6. Agradecimientos - - - - -	31
7. Referencias - - - - -	31





1. RESUMEN.- Este trabajo es una aproximación analítica al di seño de cárcamos de bombeo de aguas negras. Se hace una somera revisión del tradicional método gráfico, se se ñalándose sus defectos, y se enlista la información dispo- nible y la deseada. Mediante un modelo intuitivo de manantial sumidero para el cárcamo, se deducen varias fórmulas que proporcionan el volumen deseado. Se incluye una breve discusión estadística de las fluctuaciones del hidrograma y su impacto en el volumen del cárcamo. A continuación se señalan las ventajas y desventajas de diversos arreglos de los electrodos de arranque y parada, y se hacen recomendaciones sobre el número y capacidades de las bombas.

1. ABSTRACT.- This work is an analytical approach to design of wet pit for sewage pumping stations. A quick revision of the traditional graphical method is done, pointing out its defects, and the available and desired information are listed. By means of an source-sump intuitive model for the wet pit, some formulas that render the wished volume are deduced. This included a brief statistical discussion about hydrogram fluctuations and its influence on wet pit volume. Sfterwards are pinted out the advantages and disandvantages of several arrangements of start-stop electrodes, and recommendations are given about number and capacities of pumps.

(2)

2. ENFOQUE GENERAL DEL PROBLEMA.- El problema que este trabajo intenta examinar y resolver es el relativo al cálculo analítico del volumen de un cárcamo de bombeo de aguas negras; para esto se desarrollan varias fórmulas. No se han abordado aspectos tecnológicos de detallé como forma y dimensiones del cárcamo, tipos y selección de bombas, etc. Se analizan también los diversos arreglos de electrodos y el número y capacidad de los equipos de bombeo, considerando que forman parte integral del problema principal.

Hasta donde llegan los conocimientos del autor, sólo existe otra aproximación analítica al diseño de cárcamos (No. 2 de las Referencias). En cuanto al método gráfico tradicional, se le puede hallar en varias partes (nos. 1, 3 y 4 de las Referencias). Sin embargo, el autor no ha encontrado ningún tratamiento suficientemente amplio del asunto, y eso lo ha movido a realizar el presente trabajo.

En la actualidad, cuando existen equipos de bombeo de velocidad variable, y otros adelantos análogos, podría ponerse en duda la utilidad de buscar mejoras en el diseño de cárcamos para equipos de velocidad constante; pero el autor piensa que, sobre todo para los países no-industrializados, todavía durante algún tiempo se proyectarán básicamente el tipo de cárcamos de que trata el presente trabajo.

(3)

3. DISEÑO DEL CARCAMO DE BOMBEO, Y DETERMINACION DE LAS CAPACIDADES DE LAS BOMBAS.

a) Información disponible y supuestos.

Deberá contarse con la siguiente información previa:

- 1) Tipo requerido de operación: Automática o manual.
- 2) Caudales medios anuales en la actualidad y al fin de cada etapa a considerar.

(En conexión con esto será conveniente disponer explícitamente de la población a servirse, actual y futura de las dotaciones actual y futura, y del coeficiente de aportación).

- 3) Registro de variaciones horarias en el influente.

Se supone que tal registro es el mejor promedio para la etapa o para todo el período.

- 4) Requisitos impuestos por la naturaleza de las bombas.

Tiempo mínimo entre arranques y paradas o viceversa.

- 5) Requisitos impuestos por la naturaleza del agua negra:

Tiempo máximo de retención.

El diseño se basará en los siguientes supuestos:

- 1) Las bombas son de velocidad constante y única.
- 2) Las bombas tendrán la mínima capacidad posible.
- 3) El cárcamo tendrá el mínimo volumen posible.
- 4) Se buscará la mínima complicación posible en el arreglo de los electrodos.
- 5) No hay lapso mínimo para el intervalo arranque-arranque o parada-parada de una a otra bomba.

b) Información deseada.

- 1) Volumen total del cárcamo: Págs. 12 a 17

(4)

- 2) Número y capacidades de las bombas: Págs. 28 y 29
- 3) Niveles de instalación de los electrodos: Págs: 20 y 28
- 4) Tiempo máximo de retención: Págs: 18 y 19

(5)

CÁRCAMOS DE BOMBEO DE AGUAS NEGRAS

SUMARIO:

- I. Enfoque general del problema.
- II. Diseño del cárcamo de bombeo.
  - a) Información disponible y supuestos.
  - b) Información deseada.
  - c) Operación automática:
    - 1. Modalidades de diseño.
    - 2. Método analítico:
      - 2.1. Fórmula general.
      - 2.2. Fórmulas específicas.
      - 2.3. Casos límites.
      - 2.4. Obtención de un volumen principal y de la suma de las capacidades de las bombas.

---

I. ENFOQUE GENERAL DEL PROBLEMA.

El problema que este trabajo intenta examinar y resolver es el relativo al cálculo analítico del volumen de un cárcamo de bombeo de aguas negras; para esto se desarrollan varias fórmulas. No se han abordado aspectos tecnológicos de detalle como forma y dimensiones del cárcamo, tipos y selección de bombas, etc.

II. DISEÑO DEL CÁRCAMO DE BOMBEO, Y DETERMINACION DE LAS CAPACIDADES DE LAS BOMBAS.

a) Información disponible y supuestos.

Deberá contarse con la siguiente información previa:

- 1) Tipo requerido de operación: Automática o manual.  
(Definiciones en páginas y ).
- 2) Caudales medios anuales en la actualidad y al fin de cada etapa a considerar.

(En conexión con esto será conveniente disponer explícitamente de la población a servirse, actual y futura; de las dotaciones actual y futura, y del coeficiente de aportación).

- 3) Registro de variaciones horarias en el influente.  
Se supone que tal registro es el mejor promedio para la etapa o para todo el período.  
(Sobre este punto véase
- 4) Requisitos impuestos por la naturaleza de las bombas.  
Tiempo mínimo entre arranques y paradas o viceversa.
- 5) Requisitos impuestos por la naturaleza del agua negra:  
Tiempo máximo de retención.

El diseño se basará en los siguientes supuestos:

- 1) Las bombas son de velocidad constante y única.
- 2) Las bombas tendrán la mínima capacidad posible.
- 3) El cárcamo tendrá el mínimo volumen posible.
- 4) Se buscará la mínima complicación posible en el arreglo de los electrodos.
- 5) No hay lapso mínimo para el intervalo arranque-arranque o parada-parada de una a otra bomba.

b) Información deseada.

- 1) Volumen total del cárcamo: Pág.
- 2) Número y capacidades de las bombas: Págs.
- 3) Niveles de instalación de los electrodos: Pág.
- 4) Tiempos mínimos y máximos previstos entre arranques y paradas o viceversa; porcentaje del día que los equipos arrancan y paran con lapsos menores o iguales a un valor dado: Pág.
- 5) Tiempo máximo de retención: Pág.

(7)

c) Operación automática.

Definición: Se entenderá que un cárcamo posee operación automática cuando todo el sistema funciona guiado exclusivamente por su disposición intrínseca, y el operador interviene sólo en situaciones de emergencia (es decir, situaciones cuya inclusión dentro del esquema de automatismo habría significado un importante aumento en los costos de instalación y operación).

A fin de lograr el automatismo, cada bomba arranca y para obedeciendo a las señales enviadas por interruptores especiales, llamados electrodos, que son actuados a su vez por los diversos niveles de agua en el cárcamo.

Las principales situaciones de emergencia son:

- Alteraciones muy notables en los máximos y mínimos diarios de caudal influente.
- Descompostura de una o más de las bombas.

1. Modalidades de diseño.- En general se pueden seguir dos métodos para el diseño de cárcamos de bombeo de aguas negras (y esto se aplica también en operación manual): Gráfico y analítico.

Método gráfico: A base del registro de variaciones diarias del influente, se dibuja la curva de masas respectiva; luego, se asume un volumen para el cárcamo, el número y capacidades de las bombas, y un arreglo de electrodos, y se grafica contra la de masas la curva de descarga del sistema de bombas (curva que, por brevedad, será llamada de aquí en adelante "escale<sup>ra</sup>", debido a su forma peculiar). Se comprueba que en ninguna parte se hayan violado los lapsos mínimos y máximos establecidos previamente para arranque-pa-rada y viceversa de las bombas. Si se han violado, se varían las asunciones sobre cárcamo y bombas, y se vuelve a tantear, y así sucesivamente.

Se ve, pues, que el método gráfico es tedioso, largo y sujeto a errores de dibujo y apreciación; además, no es muy frecuente que rinda los mejores resultados posibles.

Método analítico: Se expondrá a continuación, y se

(8)

intentará demostrar que puede reemplazar totalmente al procedimiento gráfico y proporcionar con mayor eficacia toda la información deseada.

Salvo en lo que se refiera a la 2a. parte del párrafo b-4, el método analítico evita precisamente lo que, entre otras cosas, constituye la pesadez del método gráfico: el que para construir la escalera deba emplearse información que no es directamente útil -sectores intermedios de la curva de masas- a fin de aprovechar la información directamente útil -sectores de máxima y mínima pendiente-.

Puede mencionarse otra posible ventaja del método analítico sobre el gráfico: en ciudades cuyo diagrama de masas aún no haya sido determinado, no será necesario adoptar todo un Rippl ajeno, sino sólo máximos y mínimos divinos ajenos.

## 2. Método analítico.

2.1 Fórmula general. Un cárcamo de bombeo puede definirse como una región cerrada provista de un manantial y un sumidero.

Características de la región: Puede acumular el fluido aportado por el manantial, y el volumen acumulado puede variar desde cero hasta un máximo  $V_T$  (volumen total); en lo que se refiere al fluido, la región está en contacto con el exterior exclusivamente a través del manantial y del sumidero.

Características del manantial: Su tasa de descarga en la región es variable, y está dada por  $Q = \phi_1(t)$ , en que  $Q$  = caudal ingresante, y  $t$  = tiempo. ( $\phi_1$  = alguna expresión funcional).  $Q \neq 0$ , siempre.

Características del sumidero: Es en realidad múltiple, ya que está constituido por el sistema de bombas; el fluido sale provisto de mayor energía que la que tenía al entrar. La tasa de extracción del sumidero es variable según una función escalón  $\phi_2$ , y puede ir de cero a un máximo. La denotaremos por  $q = \phi_2(t)$ , en que  $q$  = caudal extraído.



(9)

Por otro lado,  $q$  depende también del arreglo de electrodos, precisamente a través de la función escalón; sea  $A$  algún parámetro que caracteriza ese arreglo. Luego,  $q = \phi_2(t, A)$ .

Restricciones: El volumen de la región deberá satisfacer dos restricciones importantes.

1. Los lapsos arranque-parada y viceversa para el sumidero tendrán que ser mayores o iguales que un cierto valor mínimo  $t_0$  (a fin de no acortar la vida útil de las bombas).
2. Los lapsos en que el sumidero está cerrado no deben ser mayores que un cierto valor máximo  $T$  (tiempo de septización). En general, requerimos que  $T >$  tiempo total de retención.

De todo lo anterior se infiere que, puesto que la región no está conectada al exterior más que a través del manantial y el sumidero, la interacción de éstos determinará a cada instante el volumen  $v$  de aquélla, considerando también las restricciones.

Es decir,  $v = \phi_1[\phi_1(t), \phi_2(t, A), t_0, T]$  ①

o sea,  $v = \phi_1[Q, q, t_0, T]$

Reemplazando  $t_0$  y  $T$  por su término genérico  $t$ ,

$$v = \phi_2[q, Q, t]$$

Como, por otra parte, Volumen = tiempo x caudal, podemos escribir así nuestra fórmula general:

$$V = t (r q_g - s Q_j) \quad \text{②}$$

en que  $r$  y  $s$  son coeficientes que servirán para asignar valores dados a las variables  $q$  y  $Q$ , y  $g$  y  $j$  son subíndices con el mismo objeto. El símbolo - (resta) se explica porque, por definición,  $q$  y  $Q$  son acciones puestas sobre  $V$ .

(10)

El fluido, en nuestro caso, será agua negra municipal.

2.2. Fórmulas específicas. Se pueden teóricamente presentar los siguientes casos:

a) Está obturado el manantial. Se ha dicho ya que, siempre,  $Q \neq 0$ ; en rigor, queríamos significar que las probabilidades de tener  $Q = 0$  son muy pequeñas. No obstante, para fines de este análisis asumiremos que sí se presenta  $Q = 0$ . Luego, en la fórmula 2,

$$V_1 = t(rq_g) \quad (3)$$

b) Está obturado el sumidero. Es decir, ninguna bomba funciona;

∴  $q = 0$ . En (2)

$$V_2 = t(sQ_j) \quad (4)$$

c) Funcionan el manantial y el sumidero. Tenemos entonces que  $Q \neq 0$  y  $q \neq 0$ , y volvemos a la (2).

$$V_3 = t(rq_g - sQ_j) \quad 2'$$

2.3. Casos límites. En lo que sigue emplearemos la siguiente nomenclatura:

Para  $Q$  = gasto variable influente,

subíndice 1 = máximo horario;

∴ 0 = medio anual;

∴ -1 = mínimo horario;

∴ a = actual;

∴ f = futuro (fin de etapa o período de diseño).

Coefficiente K = Factor total máximo horario =  
= razón del caudal máximo horario al caudal medio anual =  
=  $Q_{1a} \div Q_{0a} = Q_{1f} \div Q_{0f}$ ;

Coefficiente  $K^v$  = Factor total mínimo horario =  
=  $Q_{-1a} \div Q_{0a} = Q_{-1f} \div Q_{0f}$

Para  $q$  = gasto variable de extracción, subíndice  
 $l$  =  $l$ -ésima bomba;  $n$  = número de bombas.

- a) Está obturado el manantial. - Consideremos la fórmula 3.- Puesto que interesa minimizar el volumen  $V$  necesario para acumular la cantidad  $tq$  a ser bombeada, haremos  $t = t_0$ ; y a primera vista parecería que también debemos hacer  $q = q_{\min}$ . Por el contrario, demostraremos que hay que tener  $q = q_{\max}$ .

Decimos, pues, que  $V_1 = t_0 q_{\max}$ .

Supongamos un cierto volumen  $V < t_0 q_{\max}$ . Como en general  $tq = V$ , se tendrá, reemplazando  $V$  :  $tq < t_0 q_{\max}$ .

Si ahora  $q = q_{\max}$ ,  $t < t_0$ , lo que no es permisible; por tanto,  $V_1 = t_0 q_{\max}$ , LQOD.

Para tener  $q_{\max}$ , en ③ haremos  $rq_g = \sum_1^n q_i$  ;  
luego, finalmente,

$$V_1 = t_0 \sum_1^n q_i \quad \text{⑤}$$

- b) Está obturado el sumidero. Con argumentos análogos a los anteriores se puede demostrar que, en ④ debemos hacer  $t = t_0$  ;  
 $s = k$  ;  $j = of$ .

Luego,  $V_2 = t_0 K Q_{of}$ .

Pero como  $K Q_{of} = Q_{1f}$ , tendremos:

$$V_2 = t_0 Q_{1f} \quad \text{⑥}$$

- c) Funcionan el manantial y el sumidero. - Similarmente, se encuentra que el volumen adecuado provendrá de hacer máximo el factor  $(rq_g - sQ_j)$  ; examinaremos en qué condiciones se verifica esto.

En primer lugar, el factor es una diferencia; luego llegará a su máximo si uno de los términos es máximo y el otro mínimo. Además, tal cosa puede efectuarse de dos maneras:

1.- Si  $rq_g = \sum_1^n q_i$  y  $sQ_j = Q_{-1a}$

2.- Si  $rq_g = q_1$ , en que  $q_1$  es la menor de las bombas, y  $sQ_j = Q_{1f}$ .

Más, para que el cárcamo logre vaciarse alguna vez, es evidente que, a menos de agrandarlo desmesuradamente, debe tenerse  $\sum_1^n q_i \geq Q_{1f}$ ;

pero  $q_1$  podría ser mayor, igual o menor que  $Q_{-1a}$ . Si es mayor o igual, preferiremos el factor construido en la la. forma; por otro lado, en la pág. 20 se indica por qué es inconveniente  $q_1 < Q_{-1a}$ . En conclusión, adoptaremos:

$$V_3 = t_o \left( \sum_1^n q_i - Q_{-1a} \right) \quad (7)$$

#### 2.4. Obtención de un volumen principal y de la suma de las capacidades de las bombas.

##### a) Definiciones.

Volumen principal:- Es el que media entre el nivel de arranque y el nivel de parada (o, en general, entre cada par de niveles arranque-parada, si son varios) para una bomba cualquiera. Lo denotaremos  $V_p$ .

Hidrograma constante: Será aquél que se mantenga idéntico a sí mismo a través del tiempo; es decir, aquél cuya forma y parámetros no cambian con el transcurso de los días.

b) Obtención preliminar de  $V_p$  y  $\sum q$ .- En el numeral 2.3 hallamos tres posibles volúmenes para el cárcamo:  $V_1$ ,  $V_2$  y  $V_3$ . Pero como en todos ellos interviene  $t_o$ , serán en realidad volúmenes principales. Trataremos ahora de elegir uno de los tres, notando que cualquiera cumple los requisitos de  $t_o$ .

Vamos a suponer que nuestra red descarga siempre según un hidrograma constante.

Observemos  $V_1$ : para cumplirse requiere que  $Q$  sea nulo, es decir que en un momento dado todas las fuentes individuales que aportan al manantial cesen simultáneamente de enviar sus caudales. Es claro que la probabilidad de que tal cosa acaezca es despreciable. Por tanto eliminaremos  $V_1$  de entre los volúmenes a elegir.

Nos quedan  $V_2$  y  $V_3$ . Por economía, nos interesará escoger el menor. Veamos cómo afecta esto a  $\sum q_i$ .

Sea  $V_2$  el menor:  $Q_{1f} < (\sum q_i - Q_{-1a})$ ;

$$\therefore \sum q_i > Q_{1f} + Q_{-1a}. \quad (a)$$

Sea ahora  $V_3$  el menor: evidentemente,

$$\sum q_i < Q_{1f} + Q_{-1a}. \quad (b)$$

Se ve entonces que será más ventajosa la condición (b); luego, adoptamos  $V_3$ .

Por otra parte, conocemos ya el límite inferior de  $\sum q_i$ ; así

$$Q_{1f} \leq q_i < Q_{1f} + Q_{-1a}.$$

En resumen: salvo que exista alguna razón especial para avanzar hacia el límite superior, haremos

$$\boxed{\sum q_i = Q_{1f}} \quad (8)$$

Reemplazando este término en la ecuación (7) obtenemos que

$$\boxed{V_p = t_0(Q_{1f} - Q_{-1a})} \quad (9)$$

c) Discusión estadística. - En el literal anterior hemos supuesto que trabajábamos con un hidrograma constante; pero en la rea-

lidad el hidrograma cambia, en mayor a menor medida, de un día para otro. Intentaremos ahora estimar cómo afectan tales variaciones a los resultados (8) y (9).

Nomenclatura: Población actual = Pa;  
" futura = Pf;  
Dotación actual = Da;  
" futura = Df;  
Factor de crecimiento poblacional = a;  
Factor de aumento dotacional = b;  
Factor de aportación = c (invariable en el período).

Si arbitrariamente definimos como "normal" a nuestro hidrograma promedio, con respecto a él podrán darse esencialmente los siguientes tipos de desviación:

- 1) En la magnitud de máximos y mínimos;
- 2) En el número de máximos y mínimos;
- 3) En la forma de la onda; y
- 4) Combinaciones de 1, 2 y 3.

En lo que sigue nos ocuparemos solamente del 1er. tipo, entendiendo que los otros, si se presentan muy acentuados, originarán una emergencia y causarán la intervención del operador.

Supongamos entonces que las desviaciones standard de  $K$  y  $K'$  son, respectivamente  $\sigma_k$  y  $\sigma_{k'}$ .

Refiriéndonos a la ecuación (9), vemos que interesará considerar sólo aquellas desviaciones de  $K$  y  $K'$  que hagan al factor  $(Q_{1f} - Q_{1a})$  mayor de lo que es, porque, dado  $V_p$ , eso implicaría  $t < t_0$ , lo cual necesitamos evitar; en consecuencia, analizaremos tres casos principales:

- )  $K + \sigma_k$  ;
- )  $K' - \sigma_{k'}$  ;
- )  $K + \sigma_k$  y  $K' - \sigma_{k'}$  juntos.

Si llamamos  $V'_p$  a aquel volumen mayor que  $V_p$  re-

sultante de introducir las desviaciones standard, lo que vamos a buscar es un factor  $F > 1$  tal que  $V'_p = F V_p$ .

Por comodidad; sean  $K_1 = K + C_k$ ;

$$K'_1 = K' - C_{k'}. \quad \text{Además}$$

se tendrá que  $K_1 Q_{of} = Q'_{if}$  ;

$$K'_1 Q_{oa} = Q'_{-1a}.$$

Caso  $\alpha$ )  $v_p = to(Q_{1f} - Q_{-1a})$ ;

$$v'_{p\alpha} = to(Q'_{if} - Q'_{-1a})$$

$$\frac{v'_{p\alpha}}{v_p} = \frac{to(Q'_{if} - Q'_{-1a})}{to(Q_{1f} - Q_{-1a})} = \frac{K_1 Q_{of} - Q'_{-1a}}{K Q_{of} - Q_{-1a}}$$

Pero  $Q_{of} = c P_f D_f$  ;  $P_f = a P_a$  ;  $D_f = b D_a$  ;

$$Q_{-1a} = K' c P_a D_a.$$

Si reemplazamos y simplificamos, obtendremos que

$$\boxed{F_\alpha} = \frac{v'_{p\alpha}}{v_p} = \frac{K_1 ab - K'}{Kab - K'} \quad (10)$$

Caso  $\beta$ )  $v_p = to(Q_{1f} - Q_{-1a})$  ;

$$v'_{p\beta} = to(Q_{1f} - Q'_{-1a}).$$

Por un proceso análogo, llegaremos a que

$$\boxed{F_\beta} = \frac{v'_{p\beta}}{v_p} = \frac{Kab - K'_1}{Kab - K'} \quad (11)$$

Caso  $\gamma$ )  $v_p = to(Q_{1f} - Q_{-1a})$  ;

$$v'_{p\gamma} = to(Q'_{if} - Q'_{-1a}). \quad (12)$$

Se halla que

$$\boxed{F_\gamma} = \frac{v'_{p\gamma}}{v_p} = \frac{K_1 ab - K'_1}{Kab - K'} \quad (13)$$

Ahora que poseemos los factores  $F$ , debemos aclarar que, en un caso dado, podría optarse por aplicar directamente una fórmula que equivalga a ellos, sin tener que calcularlos; así, es posible emplear la (12) en vez de computar  $F_y$ . No obstante, los  $F$  proporcionan una idea más clara de la teoría involucrada.

Vemos entonces, frente a un problema práctico de diseño de cárcamos, como puede presentarse el panorama estadístico.

Habrán 3 situaciones posibles:

1. Existen datos estadísticos propios, confiables y suficientes (que incluyan  $\sigma_k$  y  $\sigma_{k'}$ ).
2. No hay datos propios, pero es posible adoptar datos ajenos suficientes.
3. Salvo los valores medios de  $K$  y  $K'$ , no existen ni se pueden adoptar otros.

En los casos 1 y 2, simplemente aplicaremos el análisis de los  $F$ , con dos observaciones:

-En general se adoptará  $F_y$ , que es el más desfavorable; y

-Se hará consecuentemente  $\sum Q_i = Q_{if}$ .

En el caso 3 se dispone de 2 alternativas:

-Trabajar con  $\sigma_k$  y  $\sigma_{k'}$  arbitrarios; y

-Considerar algún otro volumen  $V_p^0 > V_p$ .

Creemos que la mejor alternativa es la 2a, si se hace

$$V_p^0 = t_0 Q_{if} \quad (14)$$

En efecto, así se adquiere un factor de seguridad  $F_s$  que fácilmente se demuestra es igual a

$$F_s = \frac{V_p^0}{V_p} = \frac{K_{ab}}{K_{ab} - K'}$$



factor que, presumiblemente, en general es tal que

$$F_s > F \gamma.$$

Concomitantemente, haríamos  $\sum q_i = Q_{1f} + Q_{-1a}$ . No obstante, muchas veces será factible no tener que aumentar  $\sum Q_i$ , pues el bordo libre amortiguará a  $Q_{1f}$ ; efectivamente, si conociéramos  $T_k$  y la duración  $t_r$  de esa desviación, el volumen de amortiguación  $\Delta V$  será

$$\Delta V = t_r (T_k Q_{of}) \quad (16)$$

asumiendo, como será lo normal, que  $Q_{1f}$  ocurre al estar lleno el cárcamo y funcionando  $\sum q_i = Q_{1f}$ . Es decir, si  $\Delta V$  es del orden de magnitud del volumen que de todos modos se hubiera dejado por bordo libre, podemos ahorrarnos el aumentar  $\sum q_i$ .

Para concluir con el caso 3, daremos sin demostración las siguientes relaciones, que alguna vez pueden ser útiles:

$$K(2 - \frac{1}{F_s}) \geq K_1 \quad K, \text{ si } K' = \text{constante};$$

$$K' \geq K_1' \geq 0, \text{ si } K = \text{constante};$$

$$K_1' = ab(K_1 - K) = abT_k, \text{ si } K \text{ y } K' \text{ son variables.}$$

Nótese también que  $F_s$  aumenta con el transcurso de los años, pues  $Q_{-1a} \rightarrow Q_{-1f}$ ; evidentemente,

$$F_{si} = \frac{Kaf b_f}{Kaf b_f - K^0 ai bi}, \text{ en que}$$

$F_{si} = F_s$  al año  $i$  ;  
 $af = a$  y  $b_f = b$  son  $a$  y  $b$  al fin del período;  
 $ai$  y  $bi$  son  $a$  y  $b$  al año  $i$ . (Obsérvese que  $a_0 = b_0 = 1$ ).

c) Consideraciones sobre el tiempo de septización T.-  
Sea  $T_p$  el tiempo máximo de retención en el cárca-

mo. Debe verificarse siempre que  $T_R < T$ .

Evidentemente, fuera de la condición anormal de que  $Q$  y  $q$  se anulen por un lapso  $T$  o mayor, el máximo tiempo de retención será

$$T_R = \frac{to(Q'_{if} - Q'_{-1a})}{Q'_{-1a}} \quad \text{ó} \quad T_R = \frac{toQ_{1f}}{Q_{-1a}}$$

según el volumen principal que se haya adoptado como  $T_R < T$ , resultará:

$$T > \frac{to(Q'_{if} - Q'_{-1a})}{Q'_{-1a}}, \quad \text{ó} \quad T > \frac{toQ_{1f}}{Q_{-1a}}$$

$$\frac{T}{to} > \frac{Q'_{if}}{Q'_{-1a}} - 1, \quad (17) \quad \text{ó}$$

$$\frac{T}{to} > \frac{Q_{1f}}{Q_{-1a}}, \quad (18).$$

Así pues, en adición a los aspectos económicos u otros, las relaciones (17) ó (18) proveen un criterio para el establecimiento de etapas de construcción; en efecto, se cortará la etapa, como máximo, en aquel año futuro que permita cumplir las referidas relaciones.

Para facilitar esta tarea, modificamos los miembros derechos de (17) y (18) análogamente a como se hizo en ( $\alpha$ ) de la pág. 15, y obtenemos (suponiendo que el hidrograma y sus desviaciones no varían a través de la etapa):

$S > ab$  (19), ó  $S' > ab$  (20), en que

$$S = \frac{RK'}{K}; \quad S' = \frac{(R+1)K'_1}{K_1}, \quad \text{y} \quad R = \frac{T}{to}$$

Hemos basado el anterior desarrollo en la suposición tácita de que no hay cortocircuitos dentro del cárcamo, es decir que el agua sale en el mismo "orden" en que entra.

d) Razones para no tener  $q_1 < Q_{-1a}$ .

Sea  $V_0$  el volumen de sumergencia o cebado de las bombas, y al que siempre trataremos de hacer lo más pequeño posible. Si la 1a. bomba en arrancar,  $q_1$ , lo hiciera con un electroco localizado inmediatamente por encima de  $V_0$ , necesariamente debe ser tal que  $q_1 < Q_{-1a}$ , para no destruir la sumergencia, y aún así, la situación es inestable si se presentase una anomalía  $Q'_{-1a} < q_1$  durante un tiempo  $t'$ , tal que  $t'(q_1 - Q'_{-1a}) > V_0$ .

Es decir, si no queremos agrandar más de lo indispensable el volumen  $V_0$ , no debe hacerse arrancar ninguna bomba en el nivel cero.

Por tanto, la 1a. bomba,  $q_1$ , arrancará en algún nivel superior, separado por, al menos,  $1 V_p$  del nivel cero. En tal caso, si  $q_1 < Q_{-1a}$ , se perderá una parte de la carrera larga inicial, dado que no habrá paralelismo, en ese sector, entre la curva de masas y la escalera. Y como debemos tratar de obtener la mayor proporción posible de carreras largas, vemos que, salvo alguna razón particular, no es conveniente  $q_1 < Q_{-1a}$ .

2.5. Posibilidades de arreglo de los electrodos.

a) Definiciones.

Electrodos distintos: Conjunto de un electrodo de arranque y un electrodo de parada, sin especificar el orden de su funcionamiento.

Ciclo-bomba.- Lapso entre el funcionamiento consecutivo de dos electrodos distintos conectados a una bomba. El límite inferior de cualquier ciclo bomba (CB) tiene que ser  $\geq t_0$ .

Nivel cero.- Aquel nivel de agua por debajo del cual sólo queda el volumen de cebado o sumergencia de las bombas.

Nivel máximo.- Aquel nivel de agua por encima del cual sólo queda el volumen de bordo libre.

Ciclo cárcamo.- Lapso entre un punto de nivel mínimo del cárcamo y el punto

análogo consecutivo, una vez que se hayan usado todas las bombas (pues puede haber puntos mínimos intermedios).

Lo más económico, en general, será que los aludidos puntos de nivel mínimo sean niveles cero.

Ciclo-cárcamo = CC.

Carrera.- Lapso que dura un período continuo de acción del manantial y/o sumidero. Es decir, durante una carrera no entra ni sale ninguna bomba.

Carrera = CR.

Excluyendo el caso de una bomba que funcionase continuamente, siempre  $CC > CB > CR$ . Luego, puede suceder que  $CR \leq t_0$ , y no hay limitaciones en este sentido.

Volumen principal mínimo, VPM.- Aquel  $V_p$  tal que aúna la máxima velocidad de vaciado o llenado del cárcamo, su respectivo CB se iguala a  $t_0$ .

Punto de reposo.- Aquel punto de la escalera que cumple 2 condiciones: 1) Corresponde a un nivel cero (o sea, es intersección del Tippl con la escalera); a) Es la iniciación de una carrera en que  $q = 0$ .

b) Condiciones que debe cumplir un buen arreglo de electrodos.- En general, un buen arreglo de electrodos será aquél capaz de causar, con alta eficiencia, una sucesión ininterrumpida de ciclos-cárcamo; específicamente, un buen arreglo.

1) Logrará, respetando las restricciones  $t_0$  y  $T$ , y teniendo la mínima complicación posible en la disposición de los electrodos, minimizar el volumen del cárcamo.

2) Hará máxima la relación  $\sum CB \text{ largas} / \sum CB \text{ cortas}$ .

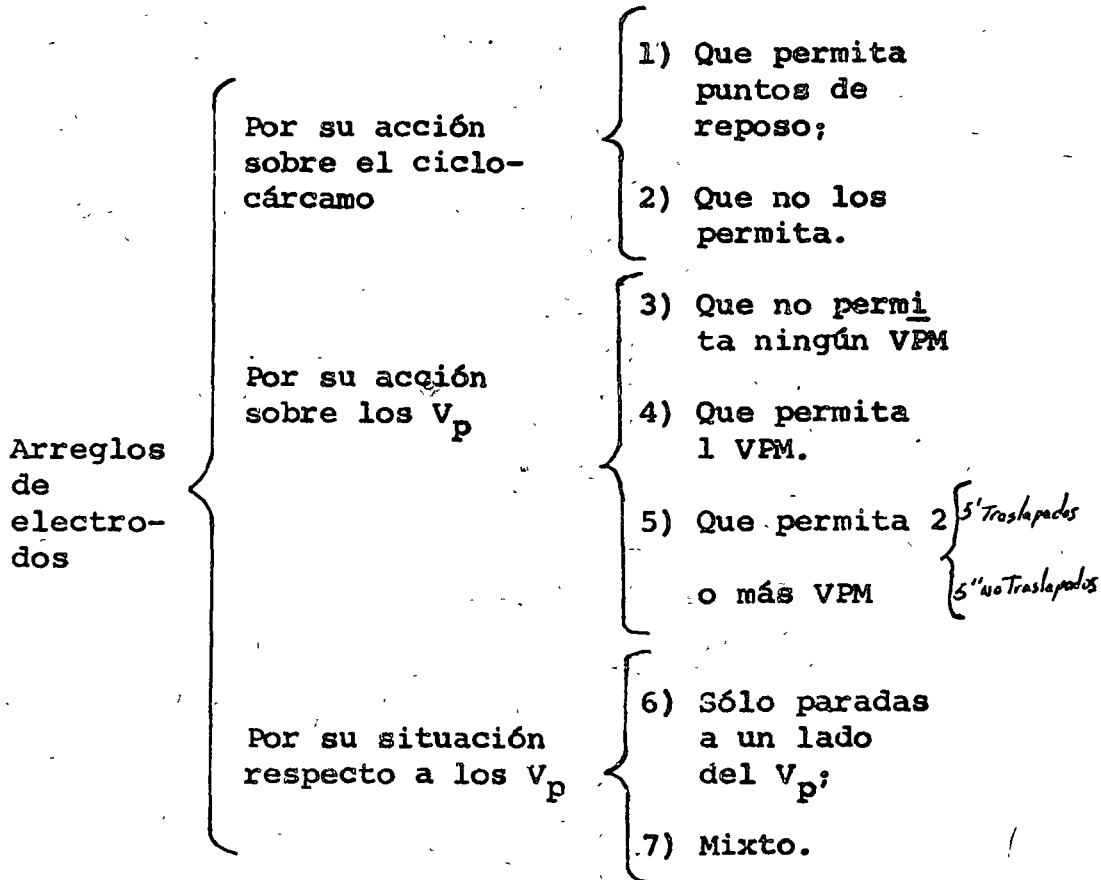
3) Minimizará los riesgos de descebado de las

bombas o destrucción de la sumergencia.

Es natural que no siempre se podrán cumplir simultáneamente, en toda su amplitud, estas 3 condiciones; pero sí podremos acercarnos bastante a ellas, en cooperación con un adecuado diseño de bombas.

A continuación hacemos un breve análisis de las implicaciones prácticas de cada condición.

c) Relación entre el arreglo de electrodos y el volumen del cárcamo. Una clasificación de los arreglos de electrodos podría ser la siguiente:



Es evidente que la forma en que se distribuya el volumen del cárcamo depende -en operación automática- exclusivamente de la disposición de los electrodos; por otro lado, hemos visto ya que la inclusión de un VPM en un CB garantiza la condición to.

Caso 1) Como los puntos de reposo podrían presentarse, dependiendo de las bombas, - tanto al comienzo como al centro de los sectores de máxima pendiente de la curva de masas, es claro que en este caso de hecho se requiere al menos 1 VPM en todos los CB de cada bomba para garantizar to. (A este caso corresponde, en la situación más extrema, la ecuación (6)).

La condición para que se produzca el Caso 1 es muy simple: que cada bomba tenga un electrodo de parada en el nivel cero, y que en el nivel cero haya sólo paradas.

Caso 2) Este caso tendrá lugar si en el nivel cero atranca alguna bomba (la que, según indicamos en la pág. 26, debería ser  $q_1 < Q_{-1a}$ ); en principio esto permitiría disminuir el VPM, al llenarse el cárcamo, en la cantidad  $toq_1$ . Sin embargo creemos que no siempre sería posible ni valdría la pena esa disminución, y por tanto concluirmos que también aquí se requiere al menos 1 VPM en cada CB.

Caso 3) Se produciría este caso disponiendo los electrodos de modo que, entre cada par de electrodos distintos, queden volúmenes menores que 1 VPM.

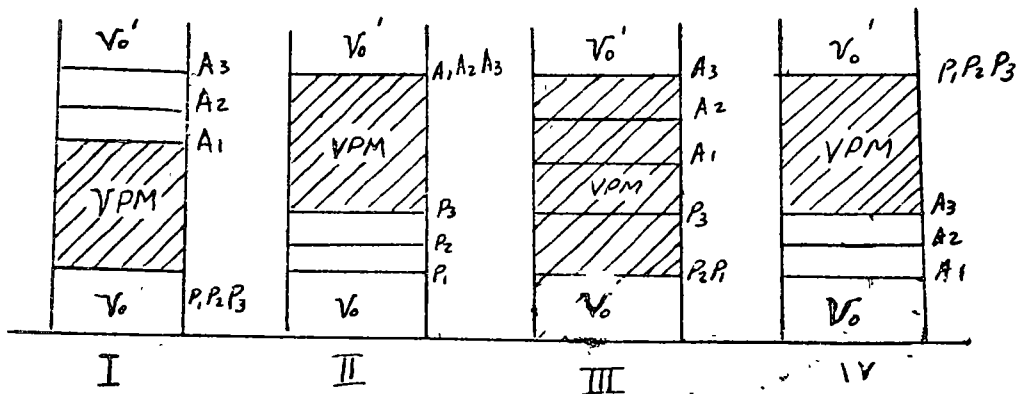
Supongamos un hidrograma constante. Es concebible entonces lograr un arreglo tal de electrodos que, eliminando casi por completo volumen entre ellos, se conserve sin embargo la restricción to. Pero, como en la realidad no se presentan hidrogramas constantes, una disposición así sería en extremo inestable y violaría a cada paso la restricción to. En suma, el Caso 3 es factible sólo teóricamente.

Caso 4) Este será el caso más común: La inclusión de 1 VPM en cada CB de cada bomba.

Para ello bastará que el electrodo de arranque de cada bomba esté, por ej.: "arriba" del VPM, y el de parada "abajo", o viceversa. De este modo siempre quedará garantizada la condición to.

Caso 5) Es posible arreglar los electrodos de manera que cada bomba disponga de su propio VPM. No obstante, excepto en casos especiales, resultará antieconómico tener varios VPM "en serie", es decir sin ningún traslape entre ellos; por ello ordinariamente los traslaparemos casi en su totalidad, y en esencia caeremos de nuevo en el Caso 4.

Caso 6) Nos referiremos sólo al caso de tener 1 VPM para todas las bombas. Al haber sólo paradas a un lado del VPM, nos interesarán los siguientes arreglos (limitándonos a 3 bombas, para mayor claridad):



Ai = arranque de la bomba Bi;  
 Pi = parada de la bomba Bi;  
 Vo = volumen de sumergencia o cebado;  
 Vo' = volumen de bordo libre.

Podemos de inmediato descartar el caso

glo IV, que es absurdo, y concretarnos a los otros.

El arreglo I es muy conveniente, y se acomoda bien a la curva de masas, dando carreras suficientemente largas.

El arreglo II es un poco menos adecuado porque, si  $B_1 = Q_{1a}$  (que será lo usual), existirá el peligro de que  $B_1$  funcione casi sin parar y se desgaste rápidamente.

El arreglo III es tal vez el mejor. - Asegura que todas las bombas pararán regularmente, y se acomoda con bastante flexibilidad al diagrama de masas tanto al llenarse como al vaciarse el cárcamo.

En los 3 casos es evidente que

n

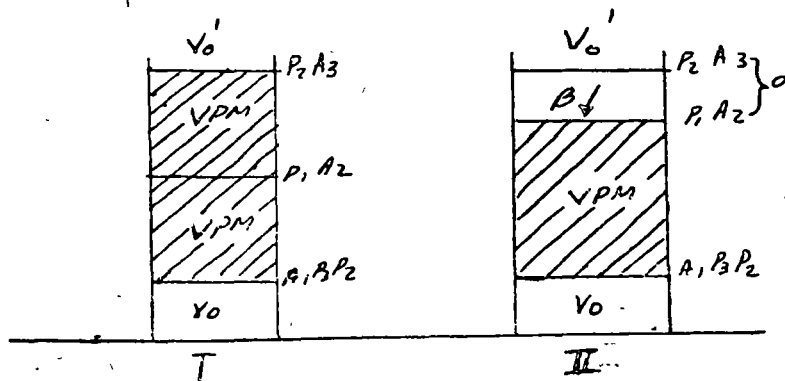
$q_1 = Q_{1f}$ ; además, las capacidades  
1  
crecientes de extracción se irán obteniendo por adición de una bomba a otra, y no por reemplazo de una bomba por otra mayor.

Por ej.:  $q_1 = Q_{1f}$ ;  $q_2 = Q_{of} - Q_{1f}$ ;

$$q_3 = Q_{1f} = Q_{of}.$$

Caso 7) Aquí podrán haber arranques y paradas arriba y abajo de cada VFM.

Consideremos los siguientes arreglos:



Los símbolos significan lo mismo que en el caso



Se ve que la única diferencia entre los dos arreglos consiste en que el I tiene 2 VPM y el II 1 VPM; pero, tal como están los electrodos, solamente el I garantiza la restricción  $to$  (porque incluye al menos 1 VPM en cada CB). El II, por ejemplo en el CB marcado  $\alpha$ , tendría que "gastar" la mayor parte de tal CB en un inestable equilibrio entre  $q_2$  y  $Q$  en el nivel  $\beta$ ; caemos así

parcialmente en el Caso 3, que como se ha visto No es conveniente. Aquí, en particular, podría dar lugar a  $t < to$  al menos una vez en cada CC.

Por otra parte, la única forma en que, desde el punto de vista del volumen del cárcamo, el Caso 7 pudiera competir con el caso 6, es a través del arreglo II; supongamos pues que se ha solucionado de otra manera el inconveniente. Analicemos ahora qué sucede con la bomba  $B_1$ .

Como dijimos, sea  $V_0$  el volumen de sumergencia o cebado de las bombas, y al que siempre trataremos de hacer lo más pequeño posible. Si, de acuerdo al diagrama,  $B_1$  arranca en el nivel cero, necesariamente debe ser tal que  $q_1 < Q_{1a}$ , para no destruir la sumergencia; y, aún así, la situación sería inestable si se presentase una anomalía  $Q_{1a} < q_1$  durante un tiempo  $t'$  tal que  $t'(q_1 - Q_{1a}) \geq V_0$ , en que  $\Delta V_0$  es la fracción de  $V_0$  que, al perderse, disturba ya o destruye la sumergencia o el cebado. Es decir, si no queremos agrandar más de lo indispensable el volumen  $V_0$ , no debe hacerse arrancar ninguna bomba en el nivel cero.

En resumen, el arreglo II del caso presentaría tal vez, como única ventaja, la de ofrecer carreras un poco más largas que en el Caso 6, frente a las siguientes desventajas:

1. Necesidad de que  $B_1 < Q_{1a}$ , o de aumentar  $V_0$ ;
2. Duplicación de al menos 1 electrodo;
3. Necesidad de electrodos sensibles no sólo a niveles sino a direcciones de movimiento de los niveles; y

4. Necesidad de bombas más grandes (porque aquí las capacidades crecientes de extracción se obtendrían no por adición sino por reemplazo: por ej.,  $q_1 < Q_{-1a}$ ;  $q_2 = Q_{of}$ ;  $q_3 = Q_{1f}$ ).

En conclusión, en cuanto al volumen del cárcamo los mejores arreglos de electrodos parecen ser los I y III del Caso 6.

d) Relación entre el arreglo de electrodos y los ciclos-bomba. - Es evidente que, en general, preferiremos CB "largos" para nuestras bombas; podríamos definir como tales, por ej., a los que duran más de 30 min.

Por otro lado, las CR son elementos de los CB; luego, si logramos CR "largas", estaremos asegurando aquéllos.

Como las curvas de masas suelen tener 2 sectores más o menos planos, correspondientes al máximo y al mínimo, la condición general para obtener al menos dos CR largas es que alguna bomba, o combinación, provea una pendiente  $Q_{-1}$ , y que otra id. provea una pendiente  $Q_1$ .

En los otros sectores de la curva, que son muy pronunciados, no es fácil lograr CR largas; pero si  $q$  no es mucho mayor que  $Q_{1f}$ , se ha visto en el literal C qué arreglos de electrodos rendirán resultados satisfactorios.

Finalmente, daremos algunas razones por las que no es conveniente tener  $q_1 < Q_{-1a}$ .

En la pág. anterior vimos que no debería hacerse arrancar ninguna bomba en el nivel cero. Por tanto la bomba,  $q_1$ , arrancará en algún nivel superior, separado del nivel cero por al menos 1 VPM. En tal caso, si  $q_1 < Q_{-1a}$ , se perderá una parte de la carrera larga inicial, dado que no habrá paralelismo, en ese sector, entre la curva de masas y la escalera. Y como uno de nuestros propósitos es el de conseguir la mayor proporción posible de carreras largas, vemos que, salvo alguna razón especial, no es conveniente  $q_1 < Q_{-1a}$ .

e) Relación entre el arreglo de electrodos y la sumergencia o el cebado.

Véase el literal c, pág. 26. La conclusión general es que la sumergencia o el cebado no se verán amenazados si en el nivel cero sólo hay paradas.

2.6. Obtención de las capacidades de cada bomba.-

A continuación resumimos lo que se ha dicho ya sobre este tema:

- a) La suma de las capacidades de las bombas será tal que  $Q_{1f} \leq \sum q_i < Q_{1f} + Q_{-1a}$ ; y en general,  $\sum q_i = Q_{1f}$ .
- b) Con un arreglo de electrodos como los I y III de la pág. 24, la 1.ª bomba puede ser  $q_1 = Q_{1f}$ ; éste es el valor más recomendable. No obstante, si se piensa renovar el equipo a la mitad o menos del período de diseño, podría hacerse  $q_1 = Q_{-1a}$ .
- c) Si se tendrán 3 bombas en total, sus capacidades, a fin de lograr un buen ajuste a la curva de masas, serán  $q_1 = Q_{-1f}$ ;  $q_2 = Q_{of} - Q_{-1f}$ ;  $q_3 = Q_{1f} - Q_{of}$ .

En efecto, estamos disponiendo así de tres pendientes:  $Q_{-1f}$ ,  $Q_{of}$  y  $Q_{1f}$ , que corresponden a las tres pendientes características de la curva.

Daremos ahora las siguientes consideraciones adicionales:

- d) El número mínimo de bombas será 2, ya que así se conseguirá al menos las dos carreras largas correspondientes a  $Q_{-1f}$  y  $Q_{1f}$ . Las capacidades de estas bombas serán  $q_1 = Q_{-1f}$  y  $q_2 = Q_{1f} - Q_{-1f}$ .
- e) Es claro que, mientras mayor sea el número de bombas, mayor será la flexibilidad con que el conjunto se adapte a la curva de masas; pero razones económicas y de operación limitarán ese número. Aparentemente la mayor parte de las veces la decisión cae entre 2 ó 3 bombas. Tal vez

un criterio-guía, podría ser éste: Si se tiene  $K + K' \leq 2.3$ , usense 2 bombas ó 3; si se tiene  $K + K' > 2.3$ , usense 3 o más bombas.

4. RESULTADOS.- En la gran mayoría de los casos el volumen del cárcamo se hallará con la siguiente fórmula:

$$V = t_0 Q_{1f} \text{ en que}$$

$t_0$  = lapso mínimo entre parada-arranque y viceversa para las bombas, y

$Q_{1f}$  = caudal máximo diario de aflujo de aguas negras, al final del período de diseño.

En cuanto a arreglo de electrodos, se preferirán los I y III de la pág. 24; y en lo que se refiere a bombas, se escogerá en general entre 2 ó 3 (más las de reserva que se deseen), con las capacidades dadas en la pág. 30.

5. DISCUSION Y CONCLUSIONES.- Queda todavía mucho trabajo por hacer si se quiere llegar a una comprensión más cabal de lo que se ha intentado analizar aquí; sobre todo será importante introducir modelos matemáticos adecuados para el conjunto curva-escalera, de los que se pueda deducir a priori las diversas propiedades que ahora se han hallado más que nada intuitivamente.

6. AGRADECIMIENTOS.- El autor desea agradecer, por su estímulo y ejemplo, al Dr. Robert B. Banks, y por sus enseñanzas y claridad sobre el tema expuesto, al Ing. Arnulfo Paz Sánchez.

7. REFERENCIAS.

1. Alcantarillado y tratamiento de aguas negras.  
Babbitt & Baumann.
2. Apuntes de un curso de alcantarillado.  
Ing. Raúl Ochoa E.

3. Apuntes del curso de Plantas de Aguas Negras.  
Ing. Arnulfo Paz S.

4. Sewage Treatment Plant Design. WPCF.

## OBRAS ACCESORIAS USADAS EN ALCANTARILLADO

1101.- Las obras accesorias de los alcantarillados ayudan a la operación del sistema. Considerárense como tales:

- a) Pozos de visita (con y sin caída dosada).
- b) Coladeras pluviales.
- c) Tanques regularizadores.
- d) Tanques lavadores.
- e) Trampas de grasas.
- f) Regularizadores de gasto
  - 1) Mecánicos.
  - 2) Vertedores laterales.
  - 3) Vertedores de fondo.
  - 4) Sifón vertedor.
- g) Medidores de gasto.
- h) Sifones.
- i) Uniones entre colectores.
- j) Descargas.
- k) Conexiones domiciliarias.

1102.- Pozos de visita.- Son estructuras que permiten la inspección y limpieza de las alcantarillas.

Su construcción es indispensable y los requisitos para su localización se indican en temas anteriores.

En las hojas anexas al tema, números 10, 11 y 12, se ilustran varios tipos de pozos, dimensiones, materiales y recomendaciones para el uso de ellos.

Un accesorio muy importante es el pozo de visita con caída, que permite ahorros considerables en la intersección de atarjeas con colectores profundos. (Véase en la hoja No. 10)

Un accesorio usado antiguamente para revisión de las alcantarillas es el pozo de lámpara, que se construía con tubos de 20 cm. de concreto o fierro fundido y -- permitía la entrada de una fuente luminosa. Actualmente está en desuso por su poca utilidad.

1103.- Coladeras pluviales.- Son dispositivos que permiten la entrada del agua pluvial, la de barrido de calle y otras que escurren por ellas, al sistema de alcantarillado. El nombre de coladera proviene del uso de rejillas a la entrada del dispositivo, no siendo considerada actualmente necesaria su instalación en el tipo de banquetas. Muchas veces perjudica, impidiendo la libre entrada del agua pluvial.

Las coladeras pueden dividirse:

- a) De banqueta (Pendientes menores del 2%)
- b) De piso y banquetas (Pendientes del 2 al 5%)
- c) De piso (Pendientes mayores del 5%).

Si las pendientes son mayores del 3% se acostumbra hacer una depresión lo más pequeña posible en la cuneta, para obligar al agua a entrar.

El uso de barras paralelas a la dirección del escurrimiento admitirá el agua más aprisa que usando barras transversales, pero se admitirá más basura que puede ocluir las tuberías. Véanse tipos y dimensiones en la hoja anexa número 11.

El depósito decantador ha sido reducido actualmente y la trampa hidráulica para evitar la salida del "aire de los alcantarillados", es de valor relativo si el sistema funciona adecuadamente sin permitir sedimentación de materia orgánica.

Capacidad de coladeras. Variable con el diseño, pendiente, ect.

Normativamente pueden usarse las fórmulas empíricas de Li. (Ref: Hydraulic Behavior of Storm water Inlets - Parts I y II de Li, Geger, Benton y Sorteberg. Sewage and Industrial Wastes, 23, 34, 722 - 1951-).

O bien los datos de Horner para St. Louis Missouri o los dados para los Angeles. De ellos son interesantes por sus condiciones parecidas a nuestros diseños, los correspondientes coladeras de piso. Los valores fueron observados en coladeras de  $25\frac{1}{2} \times 36$ " con barras de  $\frac{1}{2}$ " en claros de 1". Las barras se colocadas en el sentido del escurrimiento y se tenía 2" de depresión en el pavimento. Los datos son sin que se pasara nada de escurrimiento. Con un ligero sobre escurrimiento, los valores aumentaban hasta en un 50%.

#### CAPACIDAD DE COLADERAS DE PISO

Pendiente de la calle %	Capacidad lt/seg.	Pendiente de la calle %	Capacidad lt/seg.
0	105	8	57
1	100	9	54
2	95	10	52
3	90	12	49
4	85	14	47
5	80	16	44
6	76	18	42
7	72	20	40

1104.- Tanques regularizadores.

Los tanques regularizadores de aguas negras no son usuales en nuestro país, sin embargo se han construido regularizadores de aguas pluviales en la Ciudad de México para disminuir la magnitud del pico de aguas pluviales. Sus dimensiones son generalmente grandes, sobre todo considerando que deben ser poco profundos para que se puedan vaciar por gravedad al drenaje una vez que haya pasado la emergencia.

Las entradas al tanque se recomienda colocarlas a la altura del tirante correspondiente a 2 veces el escurrimiento de estiaje.

La magnitud de las entradas se calcularán de acuerdo con la capacidad de la alcantarilla y el probable pico de aguas pluviales.

1105.- Tanques lavadores.

Poco usados en nuestro país.- Son estructuras para almacenar agua de preferencia no potable y descargarla intermitentemente a velocidades adecuadas con objeto de limpiar tramos de alcantarillado en donde no se tenga velocidad de arrastre apropiado, ya sea por baja pendiente o por gasto insuficiente. Esto sucede mas comunmente en los tramos inmediatos a las cabezas de atarjea.

El cálculo del volumen de agua necesario se hace utilizando las fórmulas hidráulicas para ondas en movimiento. (Veáse Babbitt & Baumann, Sewerage and Sewage Treatment 8a. Edición Pag. 93 ó King & Brater, Handbook of Hidraulics, 1954, pág. 8 - 47).

Los tanques pueden operarse manual o automáticamente.- Véase figura en la Hoja 12.- Siendo preferible aún cuando más costoso el de operación automática.

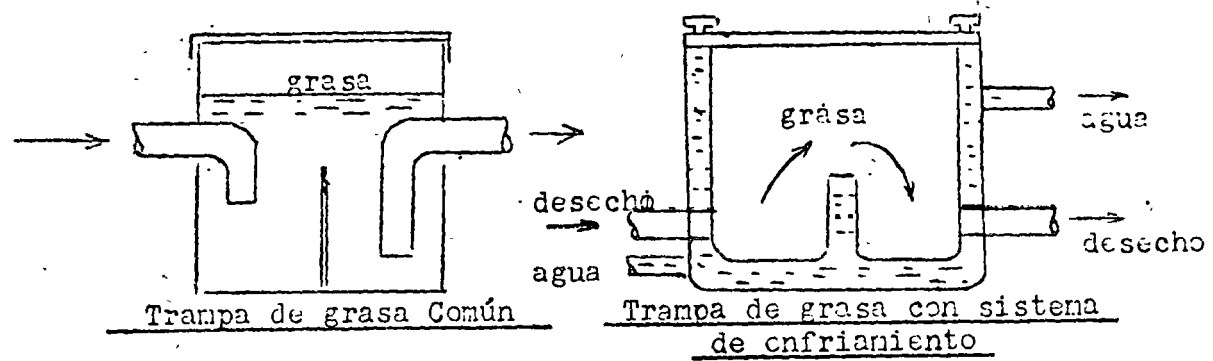
1106.- Trampas de grasa y aceite.-

La grasa forma incrustaciones en las alcantarillas difíciles de remover y que decrecen la capacidad de ellas. La presencia de aceite y sobre todo gasolina ha originado frecuentemente explosiones en las alcantarillas. Su control deberá forzarse a los contribuyentes obligándolos a construir trampas en sus sistema de plomería, las cuales son bien simples de construir como puede verse en la figura de la hoja siguiente:

1107.- Regularizadores de Gasto.

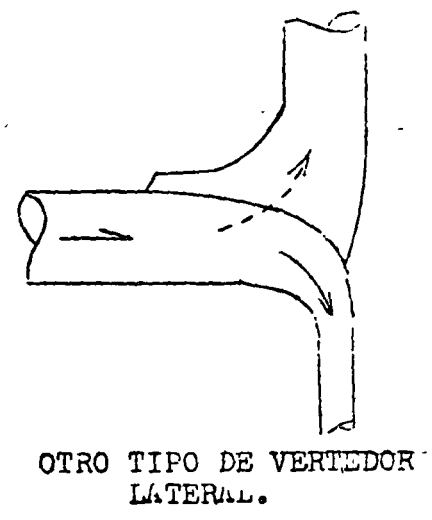
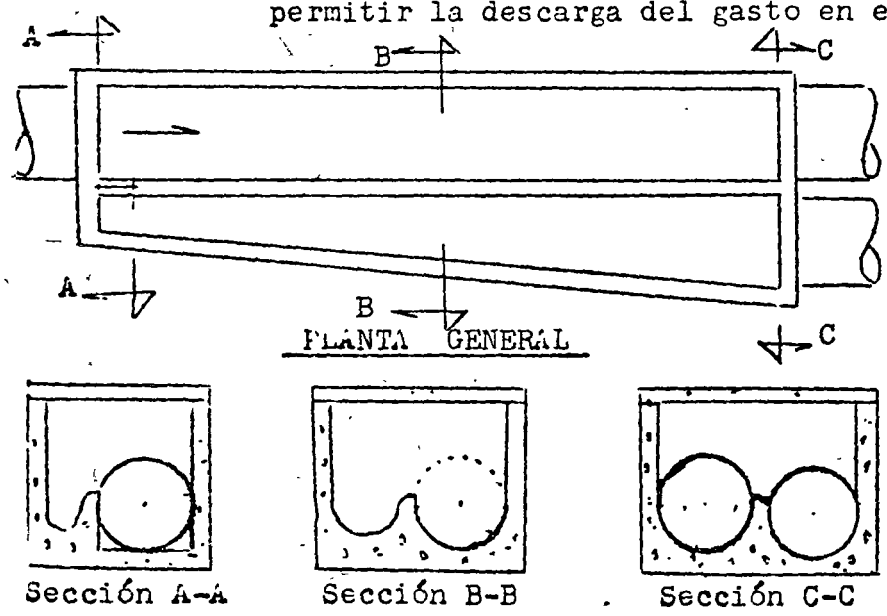
Usados comunmente en alcantarillados combinados para derivar una porción del gasto en época de lluvias ya sea para evitar sobrecarga en tuberías o estaciones de bombeo o para regularizar el gasto a una planta de tratamiento.





- a) Mecánicos.- Usan diversos mecanismos que operen automáticamente una compuerta, ya sea con flotadores o electrodos, o bien accionando una compuerta radial con cambios de presión hidrostática.
- b) Vertedores laterales.

Aberturas laterales en tuberías del largo suficiente para permitir la descarga del gasto en exceso.



La capacidad de estos vertedores está controlada por varios factores:  
 Forma del canal, regimen hidráulico sub-crítico o super -- crítico, longitud de la cresta, velocidad de aproximación -- y el ángulo que hace la cresta con la inclinación del conducto.

Hay varias fórmulas, empíricas e hipotéticas, para el cálculo de estos vertedores. Se recomienda ver Open Channel - Hydraulics de Ven Te Chow.

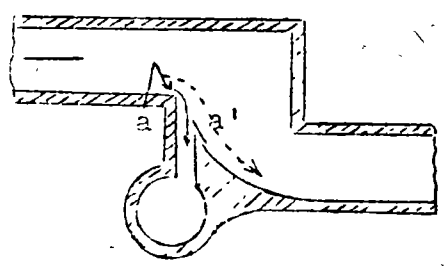
Para conductos circulares de 18 a 24 pulgadas con tirantes que no sobrepasen  $\frac{3}{4}d$  y con el vertedor colocado entre  $\frac{d}{2}$  y  $\frac{d}{2}$  puede ser útil usar la fórmula de Babbitt (unidades inglesas)  $l = 2.3 Vd \sqrt{\frac{h_1}{h_2}}$

l = longitud de la cresta.  
 V = velocidad de aproximación  
 d = diámetro del tubo.

$h_1$  y  $h_2$  = tirantes aguas arriba y abajo en la longitud del vertedor.

c) Vertedores de fondo.

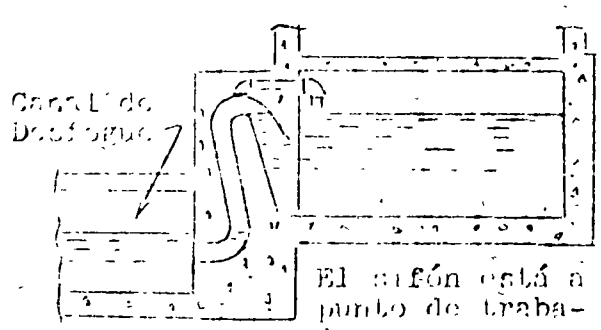
Ilustrado como se ve en la figura siguiente:



La escotadura a a' generalmente se hace con una lámina deslizante para graduar el gasto. La cresta a, puede redondearse si se deseara derivar un gasto mayor de aguas negras.

d) Sifón vertedor.

Este tipo es probablemente el más efectivo de los 4.



Se puede ilustrar como se ve en la figura.

Se pueden usar grandes carras por lo cual es usual en donde se deseen derivar grandes volúmenes.

El gasto puede calcularse por:

$$Q = C A \sqrt{2 gh}$$

Siendo  $C = 0.40 \sim 0.65$

y h la carga diferencial entre las 2 superficies de agua.

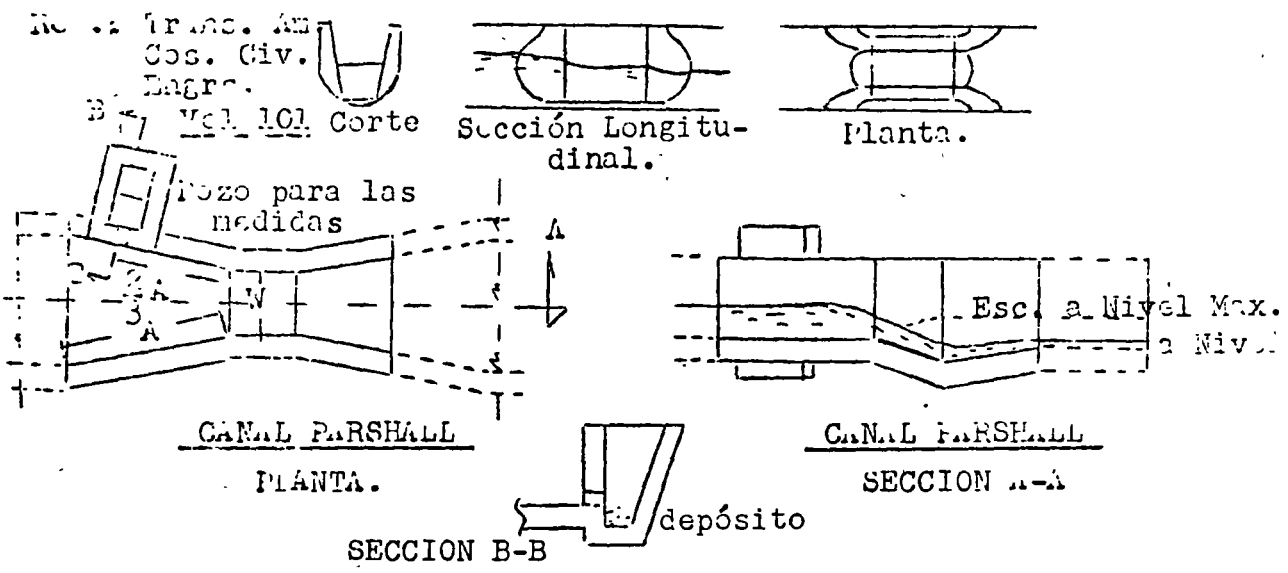
1108... Medidores de Gasto.

Los dispositivos para medición de gastos de aguas negras, -- deben tener como característica esencial el que no puedan -- ser obstruidos por objetos flotantes o por la sedimentación de material suspendido.

Este requisito es satisfecho adecuadamente por canales parabólicos, canales Parshall y canales Palmer Bowlus.

Cuando el líquido esté a presión pueden usarse medidores de velocidad como tubos Venturi especialmente diseñados para trabajar con aguas negras o bien medidores magnéticos.

CANAL PALMER-BOWLUS



El estudio de los dispositivos anteriores caé dentro del programa del 2o. Curso de Hidráulica, sin embargo, para normar criterio se considera que el canal Parshall es el dispositivo más adecuado por su sencillez de construcción, exactitud efectiva auto limpieza y costo.

1109... Sifones.

Se pueden considerar dos tipos.

- a) El sifón verdadero en el cual la línea piezométrica está -- por debajo de la tubería. y
- b) El sifón invertido donde la tubería está abajo de la línea - piezométrica.

Los sifones verdaderos no se usan para aguas negras por la -  
acumulación de gases en la parte alta que dificulta una ope-  
ración continua.

El sifón invertido consiste de dos o más tuberías, general-  
mente de diferente diámetro: En la tubería de diámetro chi-  
co pasará el gasto medio de estiaje, mientras que en los --  
otros se podrán conducir los incrementos adicionales de gas-  
to. Los tamaños se calculan sobre la base de una velocidad  
mínima de  $0.75$  a  $0.90 \frac{m}{seg}$  para el escurrimiento medio de es-  
tiaje.

El sifón puede construirse con los ramales de la U , verti-  
cales o inclinados.

Algunas veces se utiliza un desarenador antes del sifón.

En el diseño del sifón invertido deberá considerarse:

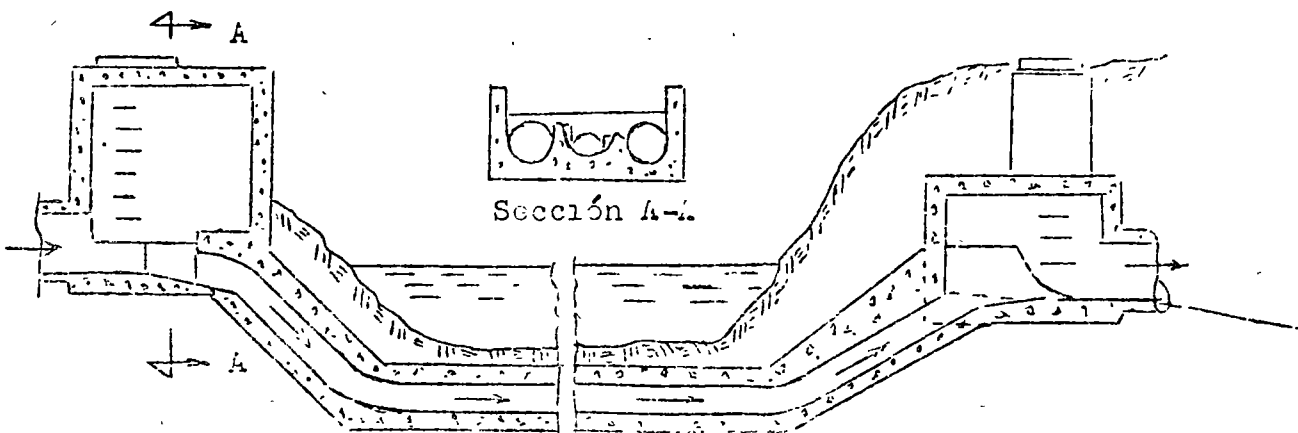
1.- Se fija la cota del agua en la entrada o la salida. La  
otra cota (salida o entrada) se calcula considerando la velo-  
cidad mínima de arrastre o una mayor si no hay limitación de  
pérdida de carga.

2.- Se calculan los gastos mínimo, medio y máximo.

Un tubo deberá trabajar con el  $Q$  mínimo. Si son solo 2 tu-  
bos, el otro trabajará de manera que la capacidad combinada  
sea el  $Q$  máximo.

Si se usan 3, la capacidad de los 2 más chicos será igual al  
 $Q$  medio y el mayor junto con los otros 2 deberán manejar el  
 $Q$  máximo.

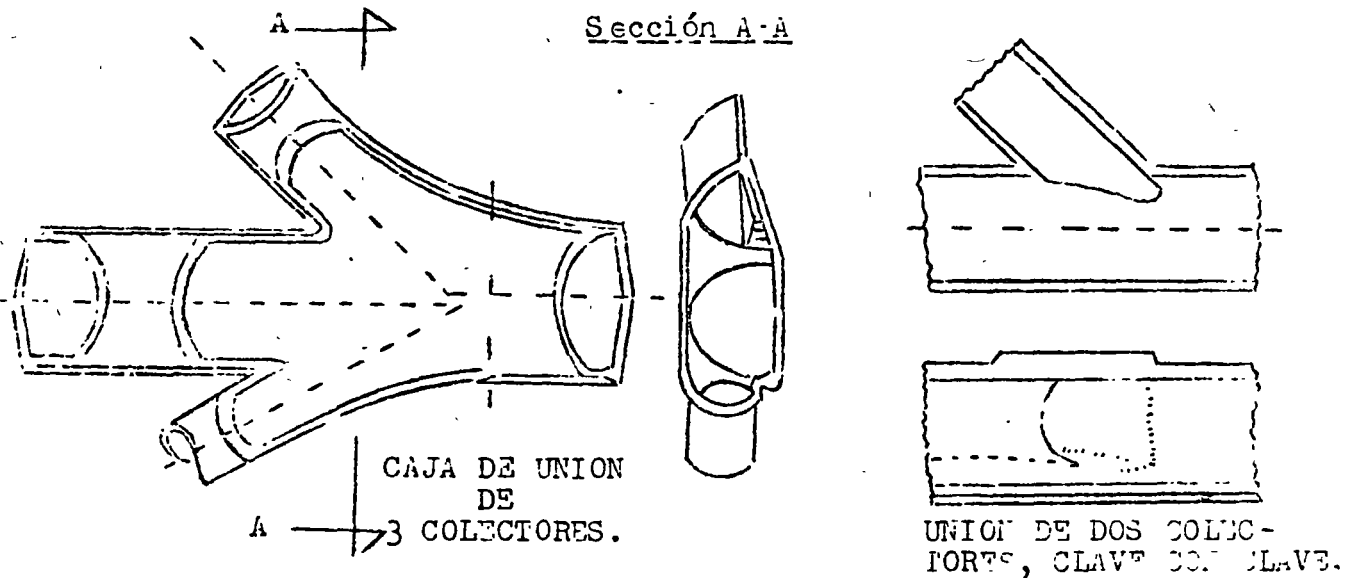
3.- Es común que en la cámara de entrada las plantillas estén  
a nivel, no así en la cámara de salida, donde es conveniente  
que el tubo que lleve el mayor gasto descargue a un nivel un-  
poco mayor. (Véase figura).



CORTE LONGITUDINAL DE UN SIFÓN INVERTIDO

### 1110.- Uniones entre Colectores.

La unión de atarjeas se hace simplemente en el pozo de visita, como ya se indicó antes, sin embargo, cuando se trata de 2 ó más tuberías de diámetro grande, mayores de 76 cm., se hacen cajas en lugar de pozos, o bien se hacen las inserciones, como se indica abajo:



### 1111.- Descargas.

El diseño de la descarga de un alcantarillado requiere:

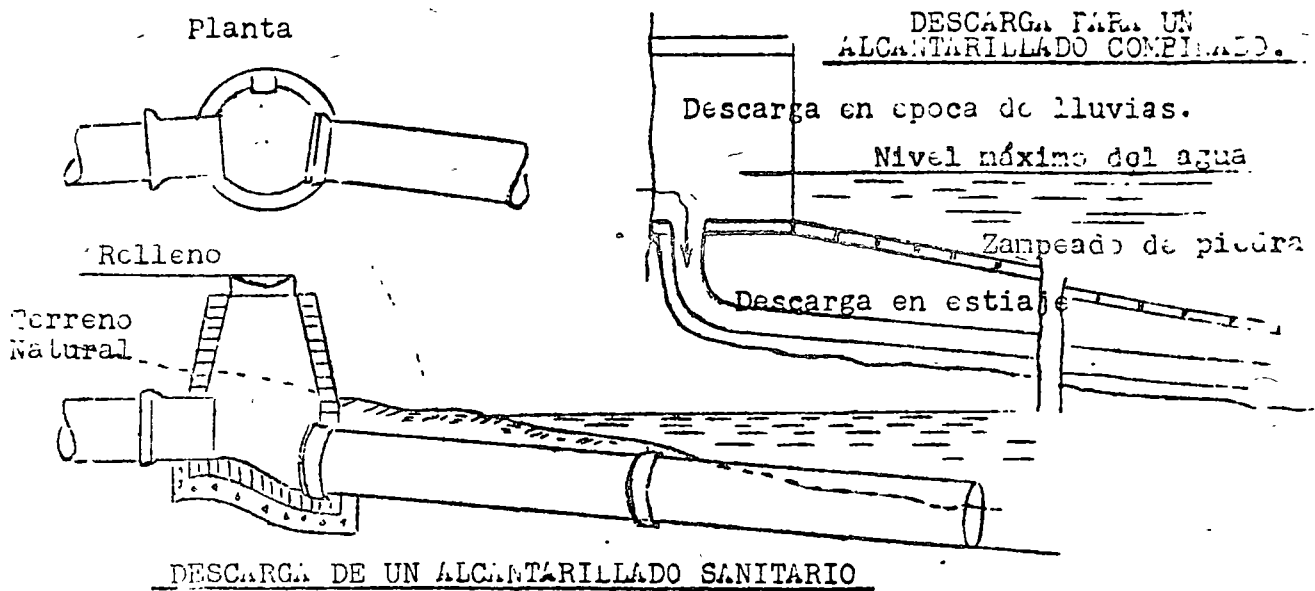
- Adecuada localización para evitar molestias sanitarias.
- La protección de la boca contra corrientes, tráfico fluvial o marítimo, objetos flotantes, etc.
- Evitar el regreso del agua, en los emisores colocados en muy baja pendiente.

La localización dependerá básicamente del destino final de las aguas negras y que se verá con mayor detalle en otro tomo del curso.

La protección dependerá de condiciones locales.

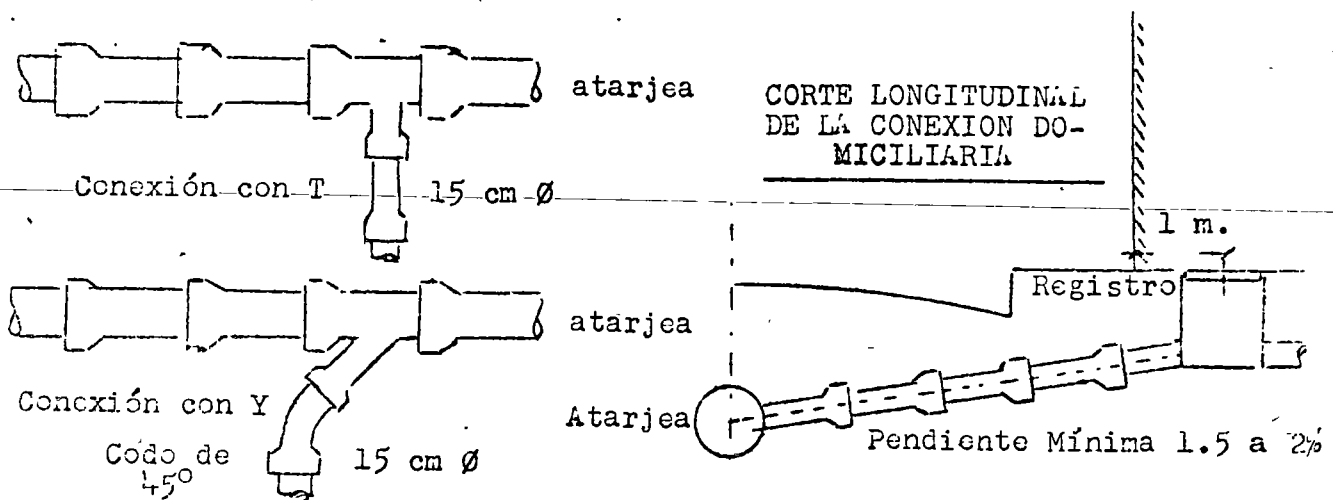
El regreso del agua se evitará colocando el emisor en su descarga a una pendiente fuerte. Si no es posible, puede usarse una compuerta de charnela.

El diseño de descargas en alcantarillados separados y combinados puede verse en las figuras siguientes, en donde se explican por sí mismas las diferencias.



1.112.- Conexiones Domiciliarias.

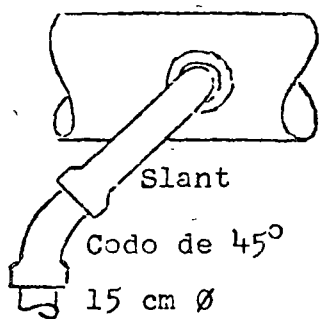
a) Con atarjeas menores de 60 cm.



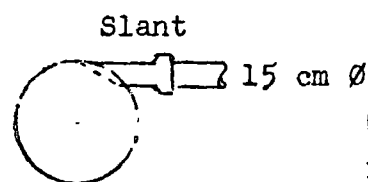
Siendo preferible el uso de la *Ye*, en atarjeas de 20 hasta - 30 cm. por el escurrimiento más suave.

Las conexiones se hacen eje con eje.

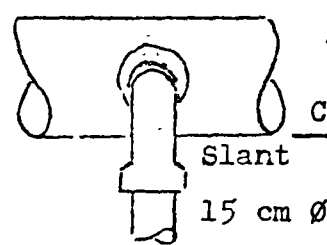
b) En tubos mayores de 60 cm.



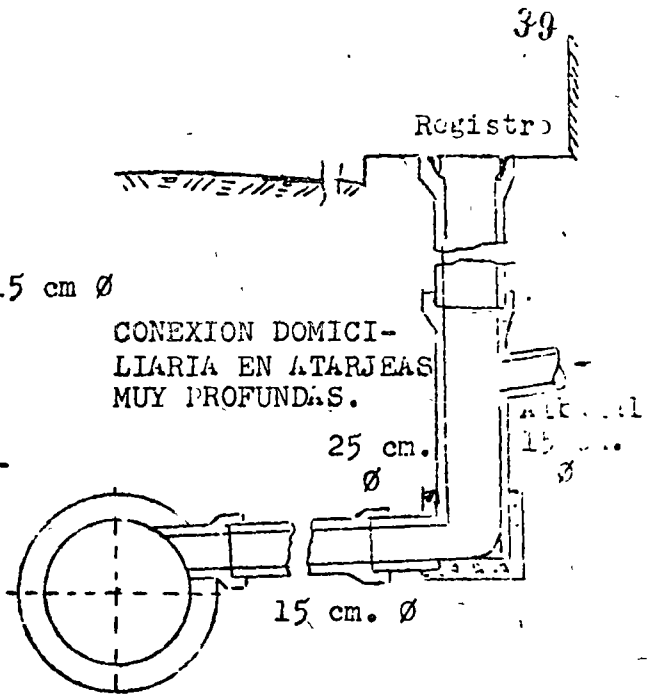
Conexión a 45°



Conexión Clave con clave



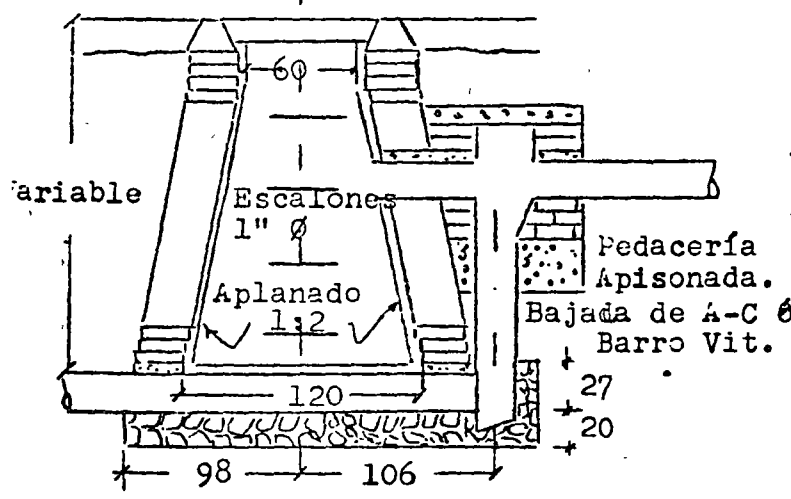
Conexión a 90°



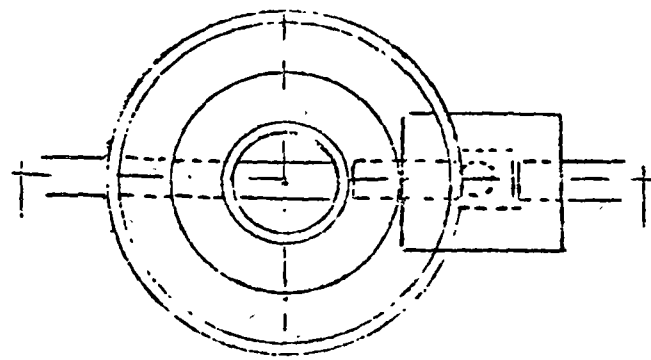
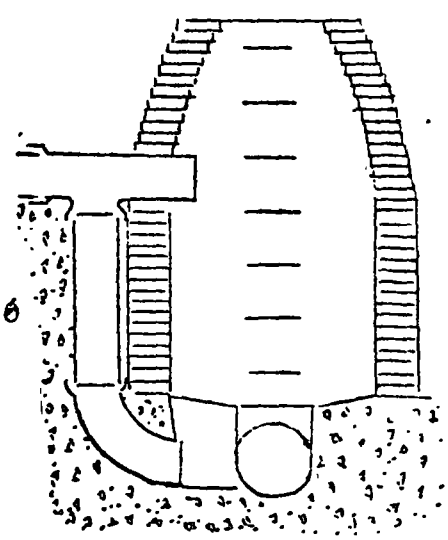
Siendo común el uso del Slant.

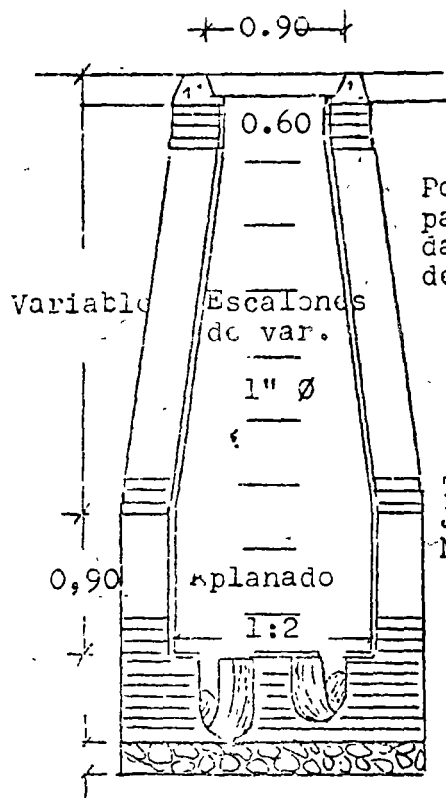
Las conexiones en este caso se hacen clave con clave.

POZO DE VISITA CON CAIDA PARA PROFUNDIDADES HASTA 2.0 m.



OTRO TIPO DE POZO DE VISITA CON CAIDA.

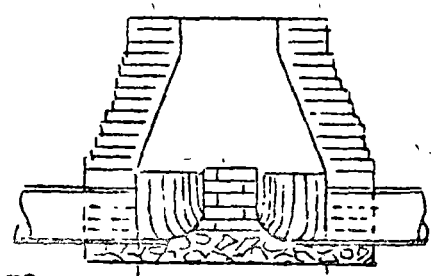




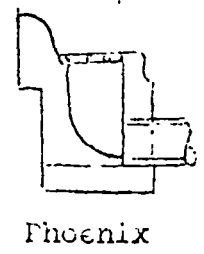
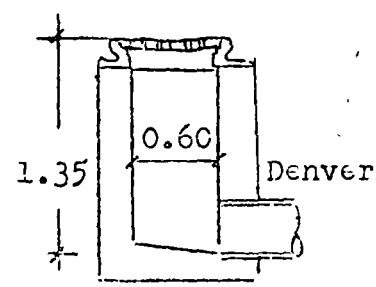
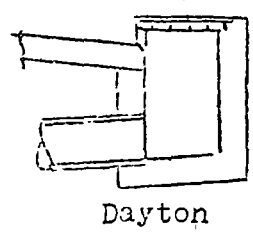
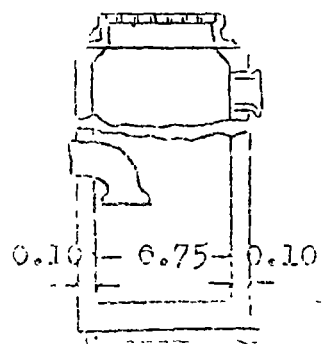
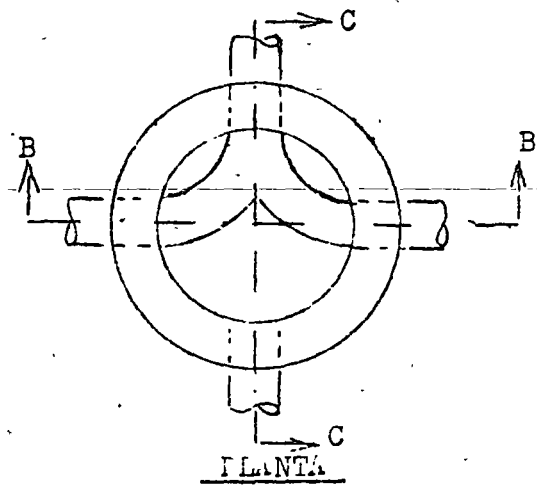
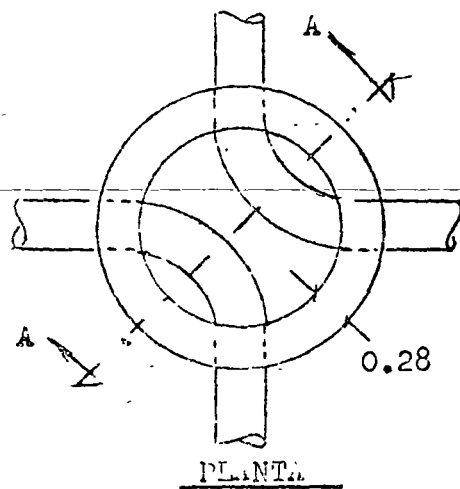
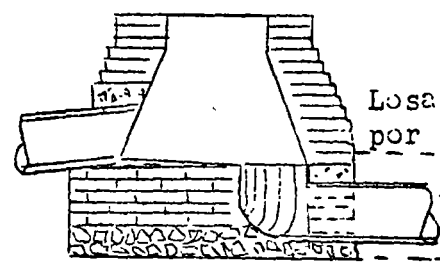
Pozo de Visita para profundidades mayores de 2.50.

Tabique de 28 Junteado con Mortero 1:3

Mampostería de Piedra con mortero de cemento 1:4



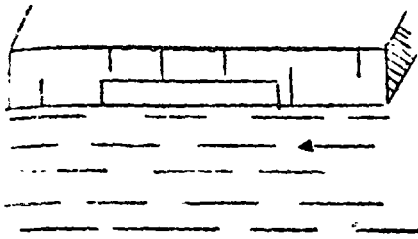
Pozos para profundidades menores de 2.50



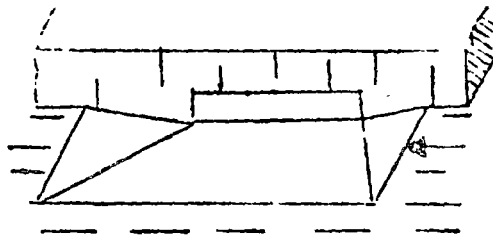
TIPOS DE COLADERAS PLUVIALES



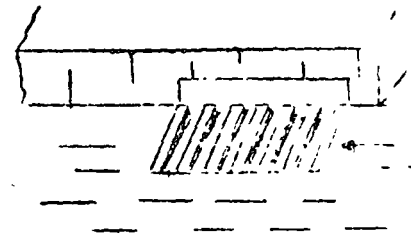
TIPOS DE COLADERAS PLUVIALES  
A) DE BANQUETA



1.- A nivel

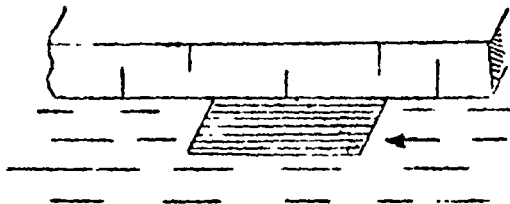


2.- Con depresión

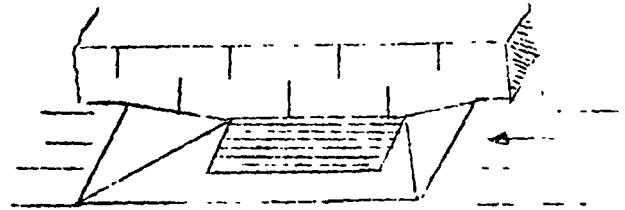


3.- Deflectora

B) DE PISO

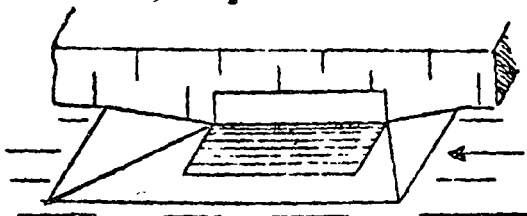


1.- A nivel

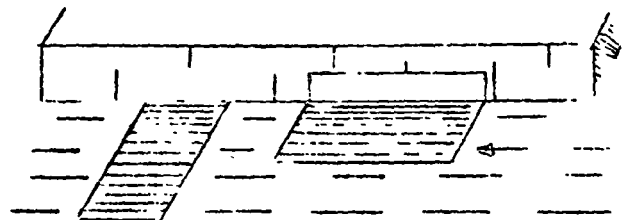


2.- Con depresión.

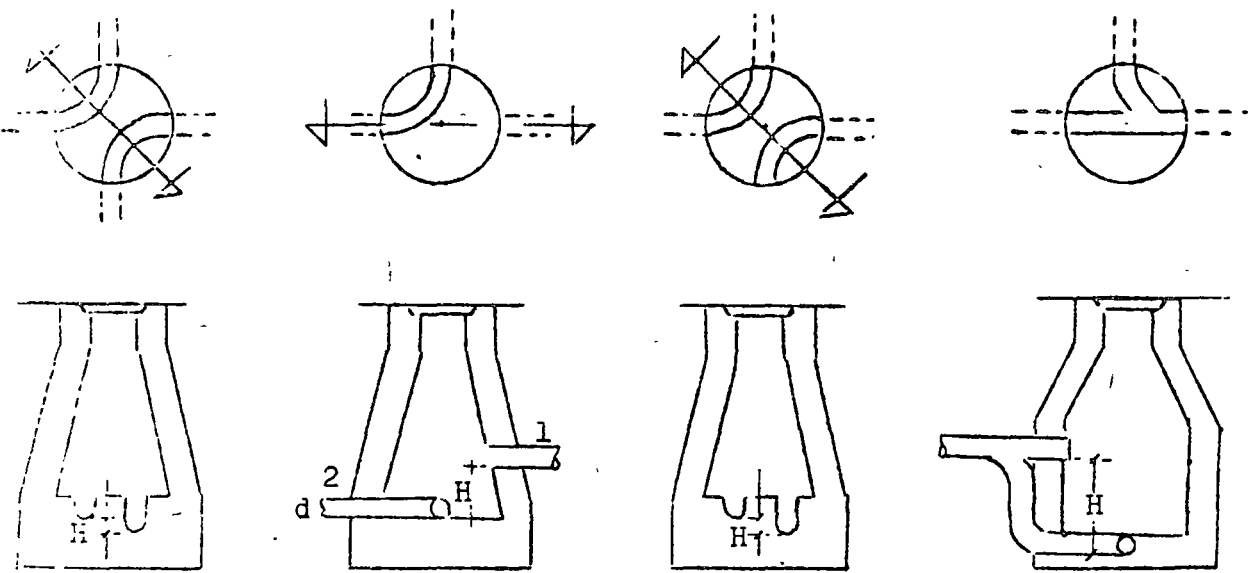
C) DE PISO Y BANQUETA



1.- Con depresión



2.- A nivel.



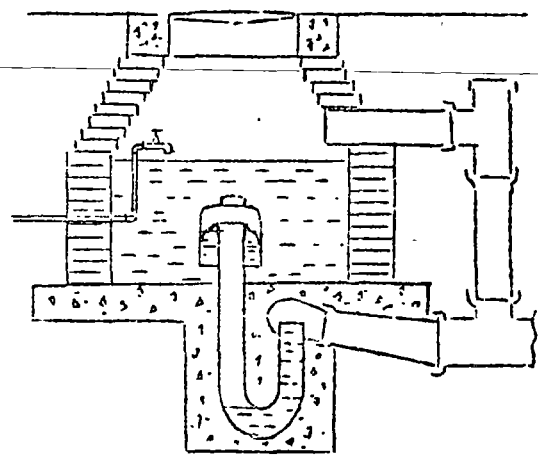
H no debe ser mayor de 0.40 m. En pozos especiales hasta 60 cm.

H no debe ser menor de d. 1 mas alto que 2

Pozo para cabeza que debe evitarse. Se hace una media cañal falsa.

Pozo con caída H no mayor de 2m. Caídas menores de 0.50 m se construirán directas al pozo

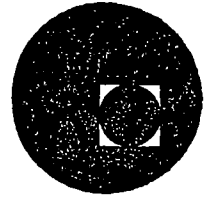
DISPOSICION DE PLANTILLAS EN IOZOS DE VISITA



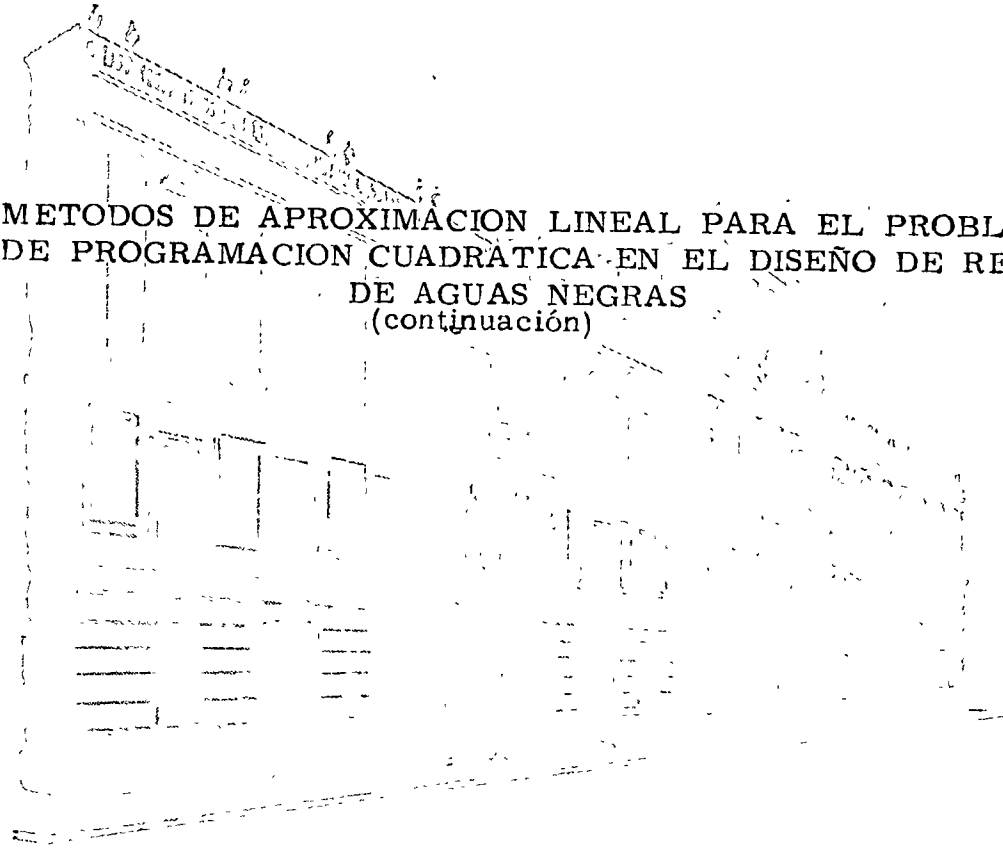
TANQUE LLEVADOR CON SIFON



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CURSO: SISTEMAS DE ALCANTARILLADO



MÉTODOS DE APROXIMACIÓN LINEAL PARA EL PROBLEMA  
DE PROGRAMACION CUADRÁTICA EN EL DISEÑO DE REDES  
DE AGUAS NEGRAS  
(continuación)

M. en I. J. DE JESUS LARA TEJEDA

JULIO 22, 1977.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO  
DEPARTMENT OF CHEMISTRY  
5800 S. UNIVERSITY AVE. CHICAGO, ILL. 60637



METODO DE APROXIMACION LINEAL PARA EL PROBLEMA DE PROGRAMACION CUADRATICA EN EL DISEÑO DE REDES DE AGUAS NEGRAS

Introducción.

En la sección Diseño Optimo de Redes de Aguas Negras se estableció la función y las restricciones del problema de optimización correspondiente, ecuaciones (9) a (16). Se observa que, si bien las restricciones son lineales, la función objetivo es cuadrática, es decir, no lineal; para esto podemos recurrir al método de aproximación lineal tratado por S. Charnes y C. Lemke en 1954 y que constituye una técnica de aproximación lineal al problema original para aplicar, después, el método simplex de programación lineal.

Modelo de programación cuadrática del problema de redes de aguas negras.

Las ecuaciones (9) a (12) del Diseño Optimo de Redes de Aguas Negras, pueden transformarse para dar las siguientes relaciones: sean

$$(17) \quad x_i = \bar{E}_i - \underline{E}_i$$

$$x'_i = \bar{E}_i + \underline{E}_i$$

$$1^W_i = cL_i/4$$

$$2^W_i = -\frac{cL_i}{2}(\bar{G}_i + \underline{G}_i)$$

$$3^W_i = b \cdot 5^{11/4} \left(\frac{n}{k_1 k_2}\right)^{3/4} Q_{av_i}^{3/5} L_i^{11/8}$$

$$4^W_i = aL_i + \frac{cL_i}{4} (\bar{G}_i + \underline{G}_i)^2$$

de la función objetivo y

$$(18) \quad \begin{aligned} 1^B_i &= 5^{22/3} D_{\min_i}^{-16/3} \frac{n}{k_1 k_2} {}^2 L_i Q_{av_i}^{8/5} f^{5/2} \\ 2^B_i &= \left[ 5^{-22/9} \left( \frac{n}{k_2} \right)^2 k_1^{2/3} Q_{av_i}^{-8/15} f^{-4/3} L_i \right] v_{\max_i}^{8/3} \\ 3^B_i &= \left[ 5^{-22/9} \left( \frac{n}{k_2} \right)^2 k_1^{2/3} Q_{av_i}^{-8/15} f^{-4/3} L_i \right] v_{\max_i}^{8/3} \\ 4^B_i &= 2 \bar{G}_i - 2H \min \\ 5^B_i &= - \frac{L_i}{L_{i-1}} \left( \frac{Q_{av_i}}{Q_{v_{i-1}}} \right)^{8/5} \end{aligned}$$

de las restricciones. Con (17) y (18) se obtiene una forma abreviada del problema dado por las ecuaciones (9) a (16)

$$(19) \quad \text{Min} \sum_{i=1}^N {}^4 W_i + {}^3 W_i x_i + {}^2 W_i x'_i + {}^1 W_i x_i^2$$

sujeto a las siguientes restricciones

$$x_i \leq \frac{1}{2} ( {}^1 B_i + {}^3 B_i )$$

$$x_i \geq {}^2 B_i$$

$$x_i + x_i^1 \leq {}^4 B_i$$

$$x_i + {}^5 B_i x_{i-1} \geq 0$$

$$x_i + x'_i - x'_{i-1} + x_{i-1} \leq 0$$

$$-x_i + x'_i + x_j - x'_j \leq 0$$

$$x_j > 0$$

$$i = 1, \dots, N \quad \text{y} \quad j = 1, \dots, L$$

El modelo dado por (19) constituye la forma particular del problema de programación no lineal de una red de alcantarillado,

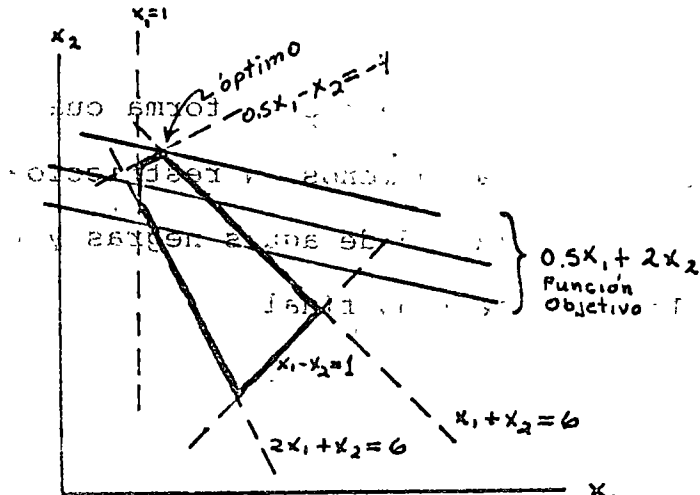


Fig 1. Solución gráfica de un problema de programación lineal

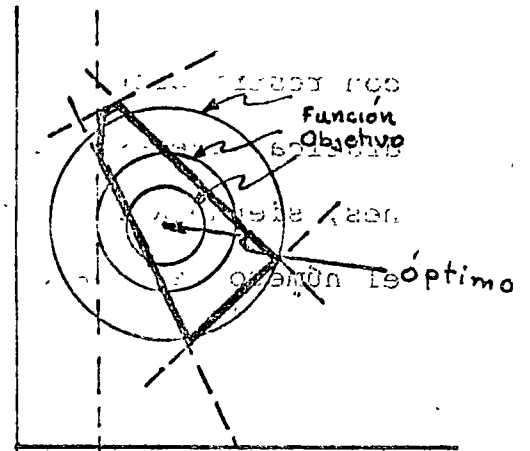


Fig 2. Solución óptima dentro de la zona de soluciones factibles

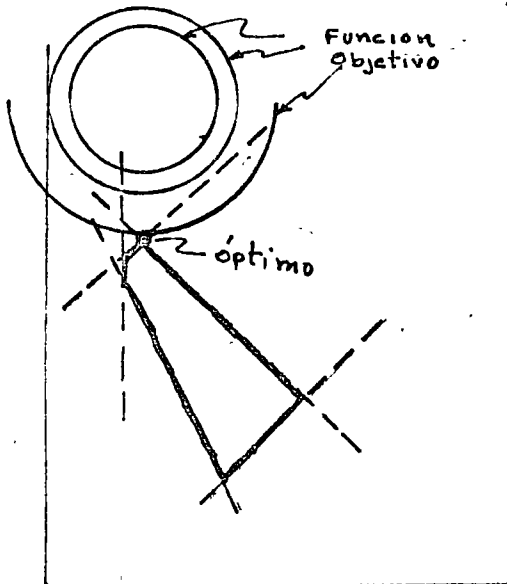


Fig 3. Solución óptima en un vértice de la zona de soluciones factibles.

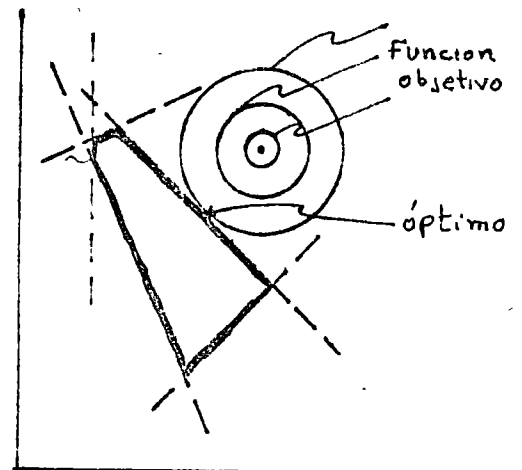


Fig 4. Solución óptima en una arista de la zona de soluciones factibles

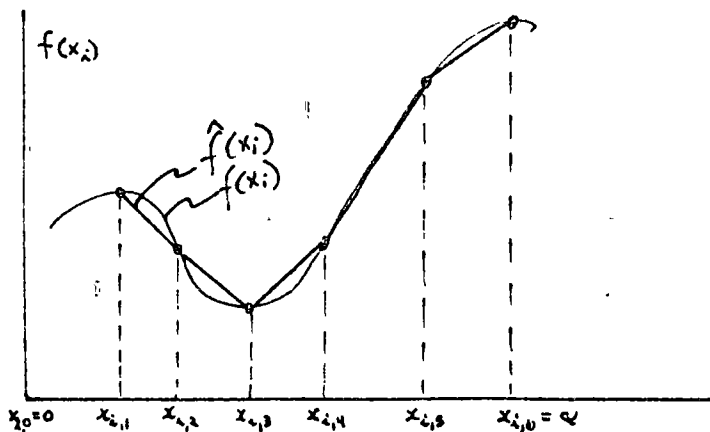


Fig 5. Aproximación lineal de una función no lineal con una rejilla  $x_{i,k}$

con restricciones lineales y la función objetivo en forma cuadrática; además, tiene  $2N$  variables y a lo menos  $5N$  restricciones, siendo  $N$  el número de tramos de la red de aguas negras y  $L$  el número de laterales que llegan al destino final.

Breves conceptos de programación lineal y no lineal.

Si en el planteamiento de un programa la función objetivo es lineal, para el caso de dos variables la fig 1 da una idea de como encontrar la solución óptima para un problema como el siguiente:

restricciones:  $x_1 + x_2 \leq 6$

$$x_1 - x_2 \leq 1$$

$$2x_1 + x_2 \geq 6$$

$$0.5x_1 - x_2 \geq -4$$

$$x_1 \geq 1 \quad x_2 \geq 0$$

función objetivo:

$$\max z = 0.5 x_1 + 2 x_2$$

En la fig 1 se ve claro que la función objetivo forma una familia de rectas, de la que se debe escoger una que satisfaga las restricciones del problema. La zona que se forma con las restricciones se llama Zona de SOLUCIONES FACTIBLES. Esta zona es aquella en que se cumplen las restricciones a las que se sujeta el problema y por lo tanto contiene a las soluciones factibles; la zona forma un polígono llamado también Polígono Convexo. La solución óptima se encuentra, por lo tanto, en uno de los vértices de dicho polígono; si alguna de las restricciones fuese paralela a la función objetivo, la solución no sería única y estaría formada por una combinación lineal de los puntos correspondientes a



los vértices colocados sobre esa recta o arista.

La ilustración anterior se ha realizado en el plano, ahora bien si se trabajaran tres variables, la zona de soluciones factibles estaría dentro del volumen de un polihedro y la función objetivo sería una familia de planos. Cuando se tiene  $m$  variables el problema y la zona de soluciones factibles, con sus aristas y vértices, están en el espacio  $m$ ; la función objetivo, en lugar de ser una recta o un plano, es ahora un hiperplano en el espacio  $m$ .

La teoría de optimización nos conduce al método iterativo algebraico llamado simplex. Este método asegura que un recorrido de un vértice a otro, a través de las aristas del polígono de soluciones factibles, converge a una donde se encuentra el óptimo.

Por otro lado, si la función objetivo es cuadrática se puede tener alguna de las tres siguientes situaciones: el óptimo se encuentra dentro del polígono de soluciones factibles, fig. 2; el óptimo está en un vértice, fig. 3; y el óptimo está en una arista, fig. 4.

Para encontrar el óptimo en un problema de programación cuadrática se puede aplicar el método de aproximación lineal o el que desarrolló Wolfe. Aquí se presenta el primer método y que se presta al caso en que se tienen funciones con términos con una sola variable.

#### Método de aproximación lineal

Se considera que la función  $\sum_4 W_i + 3W_i x_i + 2W_i x_i^2 + W_i x_i^2$ , está compuesta de  $f(x_i)$  y  $f(x'_i)$  tales que

$$(20) \quad f(x_i) = 3W_i x_i$$

$$f(x'_i) = 2W_i x_i^2 + W_i x_i^2$$

$$( 21 ) \quad z = \sum_4 W_i + f(x_i) + f(x'_i)$$

donde  $x_i$  y  $x'_i$  están definidas en el intervalo  $0 \leq x \leq \alpha$

Se seleccionan  $r+1$  puntos de  $x_{i,k}$  tales que  $x_{i,0} = 0, x_{i,1} < x_{i,2} < \dots < x_{i,r} = \alpha$  en el intervalo  $0 \leq x \leq \alpha$  y no se necesita que las

$x_i$  estén igualmente espaciadas. Para cada  $x_{i,k}$  se calcula una

$\hat{f}(x_{i,k})$  tal que, los puntos  $(x_{i,k}, f(x_{i,k}))$  y  $(x_{i,k+1}, f(x_{i,k+1}))$

se conectan por una línea recta, lo cual es una aproximación lineal a

$f(x_i)$  en el intervalo  $0 \leq x_i \leq \alpha$  colocando una rejilla en los

puntos  $x_{i,0}, x_{i,1}, \dots, x_{i,r}$  fig. 5.

Entonces la función objetivo se reemplaza por la forma

$$( 22 ) \quad \min \sum_{i=1}^N \frac{W}{4} + \hat{f}(x_i) + \hat{f}(x'_i)$$

de tal manera que el problema (19) será tratado como

$$( 22' ) \quad \min \sum_{i=1}^N \frac{W}{4} + \hat{f}(x_i) + \hat{f}(x'_i)$$

sujeto a las restricciones

$$x_i \leq \frac{1}{2} ( 1^{B_i} + 3^{B_i} )$$

$$x_i \geq 2^{B_i}$$

$$x_i + x_i^1 \leq 4^{B_i}$$

$$x_i + 5^{B_i} x_{i-1} \geq 0$$

$$x_i + x'_i - x'_{i-1} + x_{i-1} \leq 0$$

$$-x_i + x'_i + x_j - x'_j \leq 0$$

$$x_j > 0$$

$$i = 1, \dots, N \text{ y } j = 1, \dots, L$$

Cuando  $x_i$  está en el intervalo  $x_{i,k} \leq x_i \leq x_{i,k+1}$ , se aproxima

$f(x_i)$  por medio de  $\hat{f}(x_i)$  a través de

$$(23) \quad f(x_i) = f(x_i) + \frac{f(x_{i,k+1}) - f(x_{i,k})}{x_{i,k+1} - x_{i,k}} (x_i - x_{i,k})$$

entonces  $x_i$  en cualquier intervalo se puede escribir como

$$x_i = \lambda x_{i,k+1} + (1-\lambda) x_{i,k}$$

para alguna  $\lambda \in \{ \lambda \mid 0 \leq \lambda \leq 1 \}$ . Por lo tanto, de  $(x_i - x_{i,k}) = \lambda (x_{i,k+1} - x_{i,k})$ ,

se puede concluir que (23) puede expresarse como

$$(24) \quad \hat{f}(x_i) = \lambda f(x_{i,k+1}) + (1-\lambda) f(x_{i,k})$$

Existe una  $\lambda_k$  y  $\lambda_{k+1}$  únicas tales que para el intervalo

$$x_{i,k} \leq x_i \leq x_{i,k+1}$$

$$(25) \quad x_i = \lambda_k x_{i,k} + \lambda_{k+1} x_{i,k+1}$$

$$\hat{f}(x_i) = \lambda_k f(x_{i,k}) + \lambda_{k+1} f(x_{i,k+1})$$

y para el intervalo completo  $0 \leq x_i \leq a$  se tiene  $\lambda_k + \lambda_{k+1} = 1$  y  $\lambda_k \geq 0, \lambda_{k+1} \geq 0$  como se puede ver en la solución de la ecuación (25) para  $x_i = 0$  y  $x_i = a$ .

$$(26) \quad x_i = \sum_{k=0}^r \lambda_k x_{i,k}$$

Por lo tanto el problema (22') se puede escribir como un problema de programación lineal simple de la siguiente forma:

$$f(x_i) = \sum_{k=0}^r \lambda_k f(x_{i,k})$$

donde  $\sum_{k=0}^r \lambda_k = 1, \lambda_k \geq 0 \forall k$

Entonces el problema (22') se trata como

$$(27) \quad \min \sum_{i=1}^N \left[ 4W_i + \sum_{k=0}^r \lambda_{i,k} f(x_{i,k}) + \sum_{k=0}^r \lambda_{i,k} f(x'_{i,k}) \right]$$

sujeto a las restricciones

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} - \frac{1}{2} ( {}_1B_i + {}_3B_i )$$

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} \geq 2B_i$$

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} + \sum_{k=0}^{r'} \Lambda'_{i,k} x'_{i,k} \leq 4B_i$$

$$5B_i \sum_{k=0}^r \Lambda_{i-1,k} x_{i-1,k} + \sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} \geq 0$$

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} + \sum_{k=0}^{r'} \Lambda_{i,k} x_{i-1,k} - \sum_{k=0}^{r'} \Lambda'_{i-1,k} x'_{i-1,k} + \dots$$

$$\dots \sum_{k=0}^r \Lambda_{i-1,k} x_{i-1,k} \leq 0$$

$$-\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} x_{i,k} + \sum_{k=0}^{r'} \Lambda_{i,k} x_{i,k} + \sum_{k=0}^r \Lambda_{j,k} - \sum_{k=0}^{r'} \Lambda'_{j,k} x_{j,k} \leq 0$$

$$\sum_{k=0}^r \Lambda_{i,k} = 1 \quad \Lambda_{i,k} \geq 0 \quad \forall_i \text{ y } \forall_k$$

en donde

$x_{i,k}$ , de  $k=0$  a  $k=r$ , es la rejilla que define una recta del punto

$(x_{i,k}, f(x_{i,k}))$  a  $(x_{i,k+1}, f(x_{i,k+1}))$  para toda  $k$ , como aproximación a  $f(x_i)$ ; y las  $\Lambda_{i,k}$  son ahora las variables de un problema de programación lineal.

Por lo tanto el problema ( 27 ) puede ser resuelto por el método simplex de programación lineal cuyos valores de  $\Lambda$  de la solución óptima son substituidos en las ecuaciones ( 26 ) para conocer el programa óptimo  $x_i^*$ ,  $x_i'^*$ .

Un programa de computadora para el problema de programación lineal puede encontrarse en la referencia 4.

REFERENCIAS

1. H.M. Wagner, Principles of Operations Research, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, c) 1969.
2. G. Hadley, Nonlinear and Dynamic Programming, Addison-Wesley Publishing Company, Inc. c) 1964.
3. G. Hadley, Linear Programming, Addison-Wesley Publishing Co., Second Printing 1967.
4. J.L. Kuester and J.H. Mize, Optimization Techniques with Fortran, McGraw-Hill Book Co., c) 1973.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO ( DEL  
4 AL 27 DE JULIO DE 1977 )

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- |  |  |
|--|--|
| 1. DAHER ABUCHARD KURI<br>Playa Erizo 4-301<br>Col. Reforma Iztaccihuatl<br>México 13, D. F.<br>Tel: 6-96-14-92                      | DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS<br>D. D. F.<br>San Antonio Abad 231-8o. Piso<br>México, D. F.<br>Tel: 5-88-31-21                |
| 2. CORNELIO ACOSTA COLORADO<br>Wake No. 170<br>Col. Libertad<br>México 16, D. F.<br>Tel: 5-61-32-65                                  | DIRECCION GENERAL DE AGUAS Y SANEAMIENTO<br>Av. Constituyentes No. 947<br>Col. Belem de las Flores<br>México, D. F.<br>Tel: 5-15-22-10 |
| 3. ADAN AGIS MENDEZ<br>José García Rodríguez No. 2030<br>Col. Universidad<br>Saltillo, Coah.<br>Tel: 3-97-49                         | SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS<br>Presidente Cárdenas<br>Saltillo, Coah.   |
| 4. VICTOR M. ARANDA OCHOA<br>Mar Blanco No. 102 Letra "G"<br>Col. Popotla<br>México 17, D. F.<br>Tel: 5-27-96-84                     | COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO<br>Balderas No. 55-3er. Piso<br>México 1, D. F.<br>Tel: 5-85-50-66                               |
| 5. ING. JUAN M. ARCINIEGA YAÑEZ<br>Edif. 33 Depto. 403<br>Col. Copilco Universidad<br>México 21, D. F.<br>Tel: 5-48-28-62            | FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM<br>Ciudad Universitaria<br>México 20, D. F.<br>Tel: 5-48-96-69  |
| 6. ROBERTO J. BOSCO ROMERO<br>Av. Francisco I. Madero Pte. No. 124<br>Col. Huizachal<br>Naucalpan, Edo. de México<br>Tel: 5-89-36-31 | E.S.I.A.-I.P.N.<br>Zacatenco, D. F.  |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO ( DEL  
4 AL 27 DE JULIO DE 1977 )

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

7. ING. CARLOS EUGIO BRAVO NIETO  
New York 33-A No. 122  
Col. Nápoles  
México 18, D. F.  
Tel: 2-61-18

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL DE LA  
UNIVERSIDAD DE MICHOACAN  
Ciudad Universitaria  
Morelia, Mich.  
Tel: 2-74-06

8. RAFAEL CORRAL URQUIDES  
Plutarco Elias Calles 1330-7  
Col. Reforma Ixtl.  
México 13, D. F.  
Tel: 6-72-69-32

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANO  
Y OBRAS PUBLICAS  
Xola 1755  
Col. Narvarte  
México 12, D. F.  
Tel: 5-30-99-74

9. ING. FRANCISCO J. CADENA TORNER  
Sagredo No. 263  
Col. Guadalupe Inn.  
México 20, D. F.  
Tel: 5-93-63-30

BANCO NACIONAL DE OBRAS Y SERVI-  
CIOS PUBLICOS, S. A.  
Insurgentes Norte No. 423  
Col. Guerrero  
México, D. F.  
Tel: 5-83-15-84

10. ENRIQUE DE LA RE ABRIL  
Segunda Privada Perimetral Oeste No. 3  
Col. Modelo  
Hillo, Son.  
Tel: 3-75-59

HIDRAULICOS DEL NOROESTE  
Veracruz 124 Apdo. Postal 519  
Hillo, Son.  
Tel: 4-35-55

11. EDUARDO R. FERNANDEZ VELAZCO  
Laguna de Magdalena No. 430  
V. Puente  
Morelia, Mich.  
Tel: 2-65-05

JUNTA DE PLANEACION Y URBANIZA-  
CION DELESTADO  
Casa de Gobierno Libramiento Sur  
Morelia, Mich.  
Tel: 2-65-05

12. ARTURO FERRUSCA MERCADO  
Honduras No. 105  
Col. Américas  
Toluca, México

BUFETE INDUSTRIAL DISEÑOS Y  
PROYECTOS, S. A.  
Tolstoi No. 22  
Col. Anzures  
México, D. F.  
Tel: 5-33-15-00

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO ( DEL  
4 AL 27 DE JULIO DE 1977 )

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

13. ING. LUIS HEREDIA LOZANO  
Salomé Piña No. 23  
Col. Pintores  
Cd. Satélite  
Edo. de México  
Tel: 5-62-55-30

DIRECCION GENERAL DE AGUAS Y  
SANEAMIENTO  
Luis Espinosa s/n Lumbraera "O"  
Acueducto, Gpe.  
México 14, D. F.  
Tel: 3-92-15-10

14. ING. JOSE LUIS LUJAN HUERTA  
Av. Fco. del Paso y Troncoso Retorno 9  
Edif. 19-A-201  
Col. Jardín Balbuena  
México 9, D. F.  
Tel: 5-52-78-63

S.C.T. DIRECCION GENERAL DE OBRAS  
MARITIMAS  
Insurgentes Sur No. 465  
México 11, D. F.  
Tel: 5-64-80-75

15. ING. D. URIEL MANCEBO DEL CASTILLO  
Andador 48 No. 8 Casa 1  
México 14, D. F.

COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE  
MEXICO  
Balderas No. 55-3er. Piso  
México 1, D. F.

16. ING. LUIS ANTONIO MARTINEZ SANCHEZ  
Paseo de la Reforma No. 10-3  
San Angel  
México 20, D. F.  
Tel: 5-48-55-00

INCOBUSA  
Insurgentes Sur 453-101  
Col. Hipódromo  
México, D. F.  
Tel: 5-64-53-11

17. ING. ALFONSO MIRANDA JUAREZ  
México, D. F.

PROYECTO ORGANIZACION ADMON.  
Y CONSTRUCCION, S. A.  
México, D. F.

18. ING. JOSE PAZ MOLINA MIRANDA  
Monte Líbano 106-2  
Col. Morelos  
Toluca, Edo. de México

19. ING. BENJAMIN PEREZ MEDINA  
20 de Noviembre No. 1053  
Morelia, Mich.  
Tel: 2-65-05

JUNTA DE PLANEACION Y URBANIZACION  
Casa de Gobierno s/n  
Morelia, Mich.  
Tel: 2-65-05



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO ( DEL  
4 AL 27 DE JULIO DE 1977 )

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- |   |   |
|---|---|
| 20. ING. ALFONSO POIRE HERNANDEZ<br>Adolfo Prieto No. 11-2<br>Col. del Valle<br>México 12, D. F.<br>Tel: 5-43-54-30 |   |
| 21. OSCAR RAMIREZ FRANCO<br>Solola No. 525<br>Valle de Tepeyac<br>México 14, D. F.<br>Tel: 5-67-61-57               | DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL<br>San Antonio Abad No. 231<br>Col. Obrera<br>México 8, D. F.<br>Tel: 5-78-36-15                        |
| 22. MARIO REYES CONTRERAS<br>3a. Cda. San Antonio Tomatlan No. 8<br>Col. 7 de julio<br>México 9, D. F.              | DIRECCION GENERAL DE AGUAS Y<br>SANEAMIENTO, D. D. F.<br>Plaza de la Constitución<br>México 1, D. F.<br>Tel: 5-23-43-78                   |
| 23. ALFONSO RODRIGUEZ JIMENEZ<br>Calle 21 No. 288<br>Col. Pro-Hogar<br>México 15, D. F.<br>Tel: 5-67-95-80          | DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULI-<br>CAS, D. D. F.<br>San Antonio Abad 231-8o. Piso<br>Col. Obrera<br>México, D. F.<br>Tel: 5-81-31-21 |
| 24. HECTOR RODRIGUEZ TURRENT<br>Nueva York 280-1<br>Col. Nápoles<br>México 18, D. F.<br>Tel: 5-43-89-05             | DIRECCION GENERAL DE AGUAS Y SANEA-<br>MIENTO, D. D. F.<br>Plaza de la Constitución No. 1<br>México 1, D. F.<br>Tel: 5-15-22-10           |
| 25. CARLOS ROMAN CABELLO<br>Calle 8 No. 116-18<br>Col. Independencia<br>México 13, D. F.<br>Tel: 5-23-72-96         | COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO<br>Balderas No. 55<br>México 1, D. F.<br>Tel: 5-70-62-26  |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO ( DEL  
4 AL 27 DE JULIO DE 1977 )

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- |   |   |
|---|---|
| 26. ING. CARLOS ROMERO CONTRERAS<br>Av. Clavería 128<br>Col. Clavería<br>México 16, D. F.<br>Tel: 5-27-30-31              | COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO<br>Balderas No.55-2o. Piso<br>México 1, D. F.<br>Tel: 5-85-50-66 Ext. 600                   |
| 27. ING. FERNANDO RUIZ OLIVARES<br>Norte 135 No. 58<br>Col. Plenitud<br>México 16, D. F.<br>Tel: 5-61-50-67               | DIRECCION GENERAL DE AGUAS Y SANEAMIENTO, D. D. F.<br>Av. Constituyentes<br>Col. Las Flores<br>México 7, D. F.<br>Tel: 5-15-22-10 |
| 28. ING. JOAQUIN SALCEDO<br>Sauco No. 130<br>Col. El Rosario<br>México 21, D. F.<br>Tel: 5-44-26-36                       | SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS<br>Xola No. 1755<br>Col. Narvarte<br>México 13, D. F.<br>Tel: 5-30-99-74     |
| 29. ING. FRANCISCO SANDOVAL PADILLA<br>Santander No. 76<br>San Rafael Azcapotzalco<br>México 16, D. F.<br>Tel: 5-61 68 84 | COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO<br>Balderas No. 55-204<br>México 1, D. F.<br>Tel: 5-10 02 94                                |
| 30. RICARDO SEPULVED A ALVAREZ<br>Sur 83 No. 340<br>Col. Lorenzo Boturini<br>México 8, D. F.<br>Tel: 5 52-59-90           | DIRECCION GENERAL DE AGUAS Y SANEAMIENTO, D. D. F.<br>Plaza de la Constitución<br>México 1, D. F.<br>Tel: 5-21-49-92              |
| 31. ING. SERGIO TIRADO LEDESMA<br>Gral. Ampudia 164<br>Col. Chapultepec Nte.<br>Morelia, Mich.<br>Tel: 2 58 50            | UNIVERSIDAD MICHOACANA<br>Ciudad Universitaria<br>Morelia, Mich.<br>Tel: 2-74-06  |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO. (DEL  
4 AL 27 DE JULIO DE 1977)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

32. ING. MANUEL ZAMORA CASAL  
Dr. Atl No. 58 1  
Col. Sta. María la Rivera  
México 4, D. F.  
Tel: 5-35-04-17

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS  
HIDRAULICOS  
Paseo de la Reforma No. 107-1  
Col. San Rafael  
México 4, D. F.  
Tel: 5-92-04-63

33. ENRIQUE J. JESUS TORRES ORTIZ  
Dr. Liceagaxnn Lucio  
Col. Doctores  
México 7, D. F.  
Tel: 5-48-25-93

DIRECCION GENERAL DE AGUAS Y  
SANEAMIENTO, D. D. F.  
Av. Revolución No. 1747  
Pedregal de San Angel  
México 20, D. F.  
Tel: 5 48-25-93

34. JOAQUIN ULAJE MEDINA  
Oro No. 407  
Col. Industrial  
Morelia, Mich.  
Tel: 2-64-48

JUNTA DE PLANEACION Y URBANIZACION  
DEL EDO.  
Libramiento Sur s/n  
Morelia, Mich.  
Tel: 2-65-05

35. ING. CRESCENCIANO URIOSTEGUI  
México, D. F.

S.C.T. DIRECCION GENERAL DE OBRAS  
MARITIMAS  
Insurgentes Sur No. 465  
México, D. F.  
Tel: 5 64-80-79

36. PEDRO A. VELAZQUEZ H.  
Membrillo No. 306-4  
Col. Nueva Sta. María  
México 16, D. F.

I.P.N.-ESIA  
Unidad Profesional en Zacatenco  
Col. Lindavista  
México, D. F.

37. JESUS ZUÑIGA RUIZ  
Adolfo Prieto No. 125  
Col. del Valle  
México 12, D. F.  
Tel: 5-43-29-55

COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE  
MEXICO  
Balderas No. 55  
México 1, D. F.  
Tel: 5-10-09-11