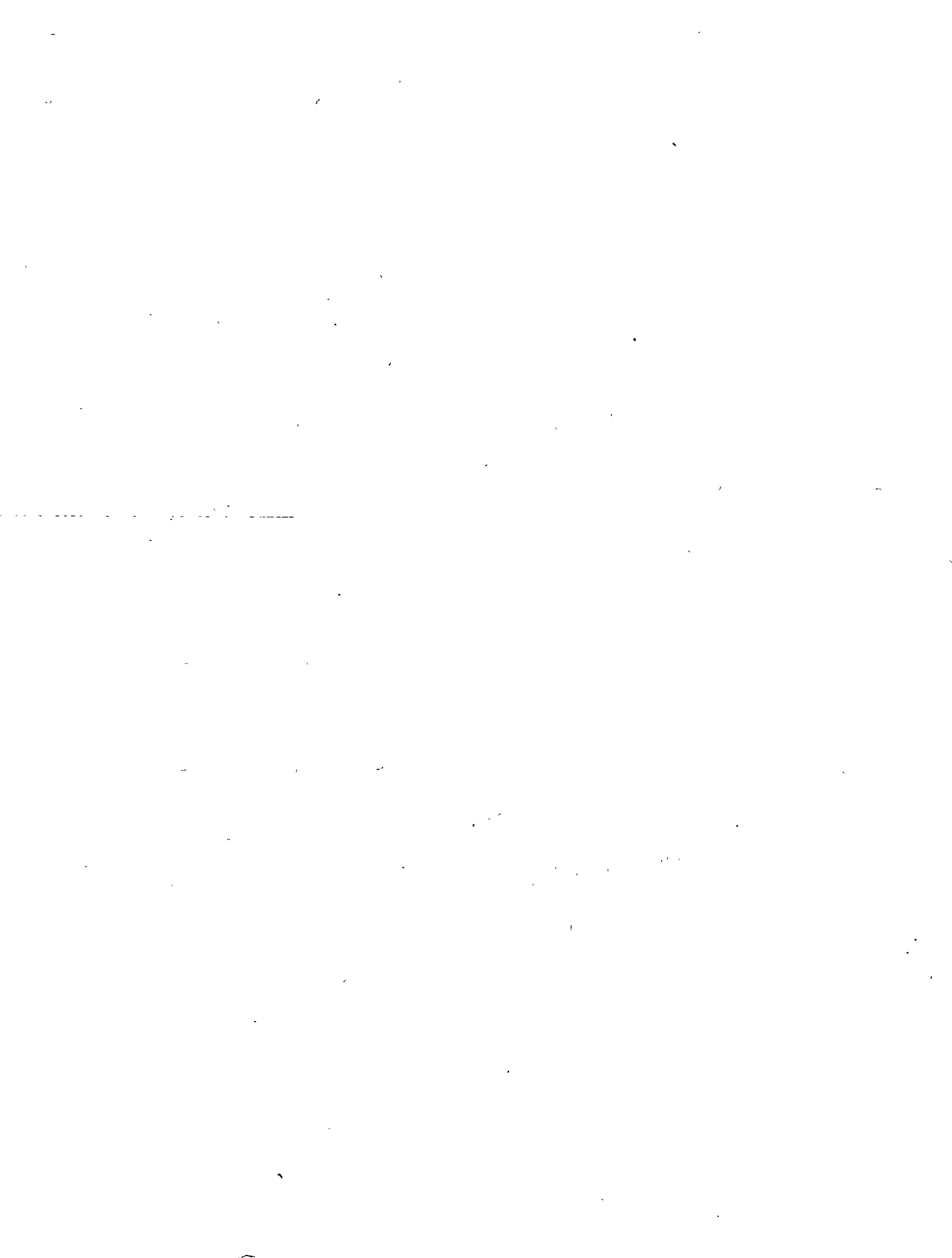


NOTES
 After $t = \frac{4L}{a}$ seconds the cycle repeats and continues indefinitely if the friction in the pipe is neglected
 ϵ in the above diagrams is used to denote an interval of time which is very small in comparison with the round trip wave travel time
 The symbol \leftarrow or \rightarrow is used to denote the reflection of the wave front.

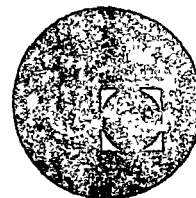
PROPAGATION OF PRESSURE WAVES CAUSED BY AN INSTANTANEOUS COMPLETE GATE CLOSURE

SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
 TEMA: HIDRAULICA DE CONDUCTOS





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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

CAPTACION DE AGUAS SUBTERRANEAS

ING. RUBEN CHAVEZ GUILLEN
SEPTIEMBRE, 1977



CONCEPTOS BASICOS

Por Ing. Rubén Chávez G.

I.- AGUA SUBTERRANEA: EL RECURSO DEL FUTURO.

Estimaciones comparativas han revelado que, a nivel mundial, el recurso hidráulico disponible en el subsuelo es mucho mayor que el disponible en la superficie. Según una de dichas estimaciones, más del 90% del agua dulce existente en la Tierra se encuentra bajo la superficie del terreno; otra de ellas indica que el volumen de agua almacenado en el subsuelo de nuestro planeta es unas 20 veces mayor que el de agua dulce superficial.

Independientemente de la dudosa precisión de las cifras anteriores, el hecho es que las fuentes de agua superficial ya están siendo aprovechadas en su mayoría, mientras las demandas de agua continúan aumentando progresivamente a causa de la explosión demográfica. Esto significa que en el futuro las demandas tendrán que ser satisfechas cada vez en mayor proporción con agua procedente de las fuentes subterráneas. Si a esto se agrega que gran parte del planeta está ocupado por zonas desérticas, donde el único recurso hidráulico disponible se encuentra en el subsuelo, queda fuera de toda duda la gran importancia de este recurso.

Aguas Subterráneas vs Aguas Superficiales.-

Pero además de su mayor abundancia, el agua subterránea presenta, por naturaleza, varias ventajas con respecto al agua superficial, haciendo su aprovechamiento más atractivo, como son:

a).- Menores pérdidas por evaporación. Todos los recipientes de agua superficial pierden cantidades significativas de agua por evaporación. Por ejemplo, en una zona donde la lámina de evaporación anual es de unos 2 m/año, una masa de agua superficial perdería por este concepto un volumen del orden de 2 millones de m³ por Km² de extensión superficial. Este volumen sería equivalente al extraído por un pozo que operara con-

tínuamente durante todo el año con un caudal de unos 60 lps. En cambio, los recipientes subterráneos sólo pierden cantidades -- importantes de agua por evapotranspiración cuando los niveles -- freáticos se encuentran muy someros.

b) Menor exposición a la contaminación. Es bien sabido que uno de los grandes problemas de la actualidad es el de la contaminación: la gran mayoría de las corrientes y masas de agua superficial se están contaminando rápidamente en mayor o -- menor grado. El agua subterránea, en cambio, está relativamen-- te salvaguardada de este perjuicio, gracias a que los materiales granulares funcionan como un gran filtro que retiene los conta-- minantes, especialmente los biológicos; y aunque existe a conta-- minación química provocada por un mal manejo del recurso, la ba-- ja velocidad con que el agua circula en el subsuelo no propicia su rápida propagación a grandes áreas como en la superficie.

c) Disponibilidad menos afectada por las variaciones climáticas. Uno de los problemas más serios que enfrenta el -- aprovechamiento de las aguas superficiales, es que su disponibi-- lidad depende especialmente de las variaciones de la precipita-- ción pluvial, al grado de que en uno o dos años secos consecuti-- vos tal disponibilidad puede ser prácticamente nula. Por el con-- trario, los recipientes subterráneos resultan, en general, mu-- cho menos afectados por esto, gracias a que existe una reserva almacenada, acumulada durante siglos, generalmente mucho mayor que la recarga anual, permitiendo una explotación más flexible del recurso.

d) Distribución más amplia en el área. El agua su-- perficial es un recurso transitorio y su presencia es relativamen-- te localizada en las partes más bajas de las cuencas. Su -- aprovechamiento en gran escala, por tanto, requiere de obras de almacenamiento y conducción. En cambio, en el subsuelo el agua tiene una distribución muy amplia, lo que permite su captación en el sitio donde va a ser utilizada, o en sus inmediaciones. -- El vaso de almacenamiento ya existe en el subsuelo, construído por la naturaleza, y funciona al mismo tiempo como un gran con-- ducto.

e) No hay pérdida de la capacidad de almacenamiento. Todo vaso superficial pierde gradualmente su capacidad de alma-- cenamiento al ser azolvado por los materiales acarreados por -- las corrientes que lo alimentan, hasta que eventualmente puede quedar inutilizado. La capacidad de almacenamiento de los va--

Los subterráneos no es afectada significativamente en la gran mayoría de los casos.

f) Temperatura del agua constante. El agua superficial, al estar expuesta a los cambios atmosféricos, varía continuamente en su temperatura. En países fríos, donde el agua llega a congelarse durante los períodos invernales, esto constituye un serio problema. La temperatura del agua subterránea, por el otro lado, es casi constante, debido a que el subsuelo funciona como un regulador térmico.

Por lo demás, el recurso subterráneo presenta también algunas desventajas. La primera y principal desventaja a se mencionó: el agua subterránea no es visible, y esto dificulta seriamente su estudio, su cuantificación, su explotación racional y su manejo. Para ilustrar esto también es útil la comparación de los acuíferos con sus equivalentes superficiales. Imagínese que se desea construir una presa y necesitamos estudiar el área donde se pretende emplazar. Podemos apreciar por inspección visual la forma y dimensiones del probable vaso, fotografiarlo y realizar levantamientos topográficos detallados de él, para determinar con cierta precisión su capacidad de almacenamiento; también podemos medir directamente las alimentaciones mediante estaciones de aforo; conocer sus pérdidas por evaporación a través de observaciones en tanques; muestrear el agua para conocer su calidad mediante análisis....

Ahora imagínese que deseamos explotar el acuífero de un valle. Mediante reconocimientos de campo podemos tener una idea de la extensión del acuífero, de los materiales que lo forman y de los que lo limitan. Pero, ¿cuál es la geometría del acuífero en el subsuelo? ¿A qué profundidad se encuentra el agua subterránea? ¿Qué alimentación recibe el acuífero y cuál es su volumen almacenado? ¿Cuál es la distribución de la calidad del agua?. ¿Qué volumen de agua podemos extraer en forma permanente sin inducir efectos perjudiciales?. Contestar estas interrogantes es más difícil porque sólo podemos "ver" al acuífero a través de los pozos.

Contestar a estas interrogantes es el objetivo de los estudios geohidrológicos, en cuya realización intervienen, en forma complementaria, diversas Disciplinas.

II.- DISTRIBUCION DEL AGUA EN EL SUBSUELO.

Es muy difundida la creencia de que en el subsuelo el agua se encuentra formando enormes lagos subterráneos o corrientes muy localizadas que fluyen a lo largo de conductos de gran tamaño. Sin embargo, aunque así se presenta en algunos acuíferos constituidos por rocas volcánicas o por rocas carbonatadas, en la gran mayoría de los casos el agua circula y se almacena en los poros que dejan entre sí las partículas de material; es decir, en un medio poroso.

Las características del medio poroso —tamaño, forma e interconexión de los poros—, pueden ser muy variables, y dependen de los procesos geológicos que lo originaron. Por lo tanto, el conocimiento del marco geológico es esencial para la comprensión del comportamiento del agua subterránea.

En el subsuelo el agua se encuentra distribuida en dos grandes zonas: la de aereación y la de saturación.

La zona de aereación, comprendida entre la superficie del terreno y el nivel freático, está parcialmente saturada y se subdivide en zona de agua del suelo, zona intermedia y zona capilar. En la primera zona, constituida por suelo y otros materiales, el contenido de agua varía continuamente y está influenciado por lluvia, riego, drenaje y evapotranspiración. La zona capilar se encuentra inmediatamente arriba del nivel freático; su altura depende de la granulometría del material y de las fluctuaciones de dicho nivel: en materiales finos la altura capilar puede ser de varios metros, pero el agua asciende lentamente; en materiales gruesos la altura capilar es del orden de centímetros, aunque asciende rápidamente. Entre la zona de agua del suelo y la capilar, se encuentra la zona intermedia que contiene agua, llamada "pelicular", adherida a los granos y, temporalmente, agua "gravitacional" que fluye verticalmente hacia la zona de saturación, durante los períodos de infiltración.

La zona de saturación tiene como límite superior al nivel freático o superficie freática, la cual es definida por el agua que se encuentra a la presión atmosférica. To--

dos los estratos situados abajo del nivel freático se encuentran totalmente saturados.

III.- ACUIFEROS.

Se llaman "acuíferos" a aquellos estratos que pueden proporcionar agua en una cantidad aprovechable. Desde luego, esta definición es muy relativa, pues depende de las condiciones existentes en cada zona: en una zona árida donde sea difícil la obtención de agua subterránea, una formación que proporcione unos cuantos litros por segundo puede considerarse un acuífero; mientras que en una zona con elevada disponibilidad de agua subterránea, esa misma formación podría considerarse como semi-impermeable. La figura No. 1 ilustra lo arriba descrito.

Desde el punto de vista hidráulico los acuíferos pueden clasificarse en tres tipos principales: confinados, semiconfinados y libres.

A un acuífero limitado superior e inferiormente por formaciones relativamente impermeables, que contiene agua a mayor presión que la atmosférica, se le da el nombre de "acuífero confinado".

Si un acuífero está limitado por formaciones menos permeables que él mismo, pero a través de las cuales puede recibir, o ceder, volúmenes significativos de agua, se le llama acuífero "semiconfinado".

En pozos que captan acuíferos confinados o semiconfinados, el nivel del agua asciende arriba del "techo" del acuífero. La superficie imaginaria definida por los niveles del agua de los pozos que penetran este tipo de acuíferos, recibe el nombre de "superficie piezométrica"; sus variaciones corresponden a cambios de la presión a que está sometida el agua en el acuífero, y puede encontrarse, en un punto dado, arriba o abajo del nivel freático. Cuando dicha superficie se encuentra arriba de la superficie del terreno, da lugar a pozos brotantes. Los acuíferos confinados y semiconfinados pueden transformarse en libres, cuando la superficie piezométrica desciende bajo el techo del acuífero.

Cuando un acuífero tiene como límite superior al nivel freático, se le da el nombre de acuífero "libre". Las

variaciones de ~~e~~ nivel corresponden a variaciones en el espesor saturado del acuífero. En la figura No. 2 se ilustran esquemáticamente los diferentes tipos de acuífero. Haciendo una analogía con obras hidráulicas, puede decirse que el acuífero confinado funciona como una tubería a presión, y el acuífero libre, como un canal.

IV.- PROPIEDADES DE LAS ROCAS.

Las propiedades más importantes de las rocas, desde el punto de vista del estudio del agua subterránea, son --, las siguientes:

Porosidad (n).-

La porosidad de una roca es una medida del volumen de vacíos que contiene, y se expresa como porcentaje del volumen total.

Puesto que en la zona de saturación los vacíos están totalmente saturados, la porosidad es una medida de la cantidad de agua que la roca contiene por unidad de volumen.

Rendimiento Específico (Sy) y Retención Específica (r).-

Cuando un cierto volumen de roca totalmente saturada, se deja drenar bajo la acción de la gravedad, no toda el agua que contiene es liberada: una parte del agua es retenida en los poros por fuerzas de atracción molecular, adhesión y cohesión. La cantidad de agua retenida es directamente proporcional a la superficie de las partículas e inversamente proporcional al tamaño de los poros.

Se define como Rendimiento Específico de una roca a la cantidad de agua que libera, por unidad de volumen, cuando el nivel freático experimenta un abatimiento unita--rio. La Retención Específica, (r), mide la capacidad de la roca para retener el agua, y se define como el volumen de agua retenido en contra de la gravedad, por unidad de volumen de roca.

De acuerdo con las definiciones anteriores, se tiene la siguiente relación:

$$n = S_y + r$$

En la mayoría de las rocas, el agua no es libera

da en forma instantánea, sino que existe un cierto retraso entre el descenso del nivel freático y el drenado total de los poros. En las formaciones granulares tal retraso es tanto mayor cuanto menor es el tamaño de los granos.

Coeficiente de Almacenamiento Específico (S_s) y de Almacenamiento (S).-

En el subsuelo, un punto cualquiera está sometido a una presión total, p , cuyo valor es numéricamente igual al peso de la columna de material, de área unitaria, que gravita sobre el punto considerado; esto es:

$$p = \gamma_s \cdot z$$

en que γ_s y z son el peso específico del material y la profundidad a que se encuentra el punto con respecto a la superficie del terreno, respectivamente.

La presión total está soportada en parte por el esqueleto sólido de la roca, y en parte por el agua contenida en sus vacíos. A la presión, p , que soporta el esqueleto se le denomina "presión efectiva" o "presión intergranular"; la presión a que está sometida el agua contenida en los vacíos recibe el nombre de "presión intersticial" o "presión de poro", y es numéricamente igual al peso de la columna de agua, de área unitaria, que gravita sobre el punto. Por tanto, la presión total puede expresarse, en términos de sus dos componentes, como sigue:

$$p = p + \gamma h$$

siendo γ y h el peso específico del agua y la carga hidráulica sobre el punto, respectivamente.

Cuando la carga hidráulica desciende, la presión intersticial disminuye y, como consecuencia, las moléculas de agua se expanden; al mismo tiempo, puesto que la presión total es constante (a menos que se modifique artificialmente, por ejemplo, construyendo una estructura o efectuando una excavación), la presión efectiva aumenta en la misma proporción, lo que provoca la compactación del material. Como resultado de ambos procesos un cierto volumen de agua es liberado.

Se define como Coeficiente de Almacenamiento Específico, S_s , a la cantidad de agua liberada por unidad de volumen de material, cuando la carga hidráulica decrece una unidad. Se expresa en unidades de l/L (longitud).

Un concepto relacionado con el anterior es el Coeficiente de Almacenamiento, S , definido como la cantidad de agua liberada por una columna de área horizontal unitaria y altura igual al espesor saturado del acuífero, cuando la carga hidráulica decrece una unidad. Es un coeficiente adimensional.

De las definiciones anteriores se desprende que la relación entre ambos coeficientes es:

$$S = S_s \cdot b$$

en que b es el espesor del acuífero.

La compresibilidad del agua es muy reducida; por tanto, la cantidad de agua que puede liberar un acuífero confinado o semiconfinado depende fundamentalmente de la compresibilidad de su esqueleto sólido: mientras más compresible es el material mayor es la cantidad de agua que libera al compactarse. Así, por ejemplo, el coeficiente de almacenamiento de un estrato arcilloso es mucho mayor que el de una formación densa del mismo espesor.

Pese a que existen materiales muy compresibles el volumen de agua cedido por compactación es relativamente pequeño; por ello, el coeficiente de almacenamiento de acuíferos confinados o semiconfinados tiene valores muy reducidos: en el rango de 10^{-2} a 10^{-5} .

En cambio, en un acuífero libre, al volumen de agua liberado por compactación del acuífero y expansión del agua, se agrega el volumen liberado por el drenado del material (representado por el rendimiento específico). Como el primer volumen es muy pequeño en comparación con el segundo, se puede considerar que el coeficiente de almacenamiento de un acuífero libre es igual a su rendimiento específico.

Permeabilidad (K) y Transmisibilidad (T).-

La permeabilidad es la capacidad de una roca para permitir la circulación del agua a través de ella. Cuantitativamente su valor está dado por el Coeficiente de Permeabilidad, el cual se define como el caudal que circula a través de un área unitaria, transversal al flujo, bajo un gradiente hidráulico unitario. Esta propiedad depende de la forma, acomodo y distribución granulométrica de las partículas constitu--

yentes, y del grado de compactación o cementación de las mismas, factores que controlan, a su vez, el tamaño e interconexión de los intersticios. El coeficiente de permeabilidad se expresa en unidades de velocidad; generalmente, en el sistema métrico, en m/seg o cm/seg.

Un concepto relacionado con el de permeabilidad es el de Coeficiente de Transmisibilidad, el cual se define como el producto del coeficiente de permeabilidad y el espesor saturado del acuífero. Se expresa en m^2/seg o $m^2/día$.

En la tabla No. 1 se indican rangos representativos de porosidad, rendimiento específico y permeabilidad, para las rocas más comunes.

T A B L A N o. 1

Roca	n(%)	Sy(%)	K (m/seg)
Arcilla	45 a 55	1 a 10	10^{-10} a 2×10^{-7}
Arena	35 a 40	10 a 30	10^{-5} a 3×10^{-4}
Grava	30 a 40	15 a 30	10^{-4} a 1.5×10^{-3}
Grava y Arena	20 a 35	15 a 25	10^{-5} a 5×10^{-4}
Arenisca	10 a 20	5 a 15	10^{-8} a 5×10^{-6}
Caliza	1 a 10	0.5 a 5	muy variable

Es importante destacar que una elevada porosidad no implica necesariamente una elevada permeabilidad; por el contrario, en algunas rocas mientras mayor es la porosidad, menores son su permeabilidad y su rendimiento específico, como puede verse en la Tabla No. 1. De aquí se desprende una conclusión interesante: para que una roca sea favorable como acuífero, no basta que contenga un gran volumen de agua almacenada; es necesario, además, que permita su fácil circulación hacia las captaciones.

Contenido de Humedad (θ).-

El Contenido de Humedad de una roca es la cantidad de agua que contiene por unidad de volumen; cuando la roca se encuentra totalmente saturada el contenido de humedad es numéricamente igual a la porosidad.

Grado de Saturación (Gs).-

El Grado de Saturación de una roca es la relación

entre la cantidad de agua que contiene y su volumen de vacíos; se expresa como un porcentaje. En la zona saturada todos los materiales tienen un Gs de 100%.

Deficiencia de Humedad (Dh).-

Se define como la diferencia entre la retención específica y el contenido de humedad, cuando éste es inferior a aquélla. Dicho de otra manera, es la cantidad de agua que requiere una roca para satisfacer su retención específica.

V.- COMPORTAMIENTO DE LOS ACUIFEROS.

Todo acuífero tiene mecanismos naturales de recarga y descarga, que pueden ser modificados mediante recarga y/o descarga artificiales.

La recarga natural del acuífero ocurre por la infiltración de agua de lluvia en formaciones permeables, aunque no toda el agua que se infiltra llega al acuífero, debido a que una parte de ella es retenida por las formaciones que se encuentran arriba del nivel freático. El acuífero puede ser recargado también artificialmente, mediante la infiltración de agua a través de obras construídas con ese fin.

La descarga natural tiene lugar a través de manantiales y cauces; por evapotranspiración en áreas con nivel freático somero, o subterráneamente al mar o a cualquier masa de agua superficial (laguna, lago, o vaso).

El agua se mueve en el acuífero, de las zonas de recarga a las de descarga, siguiendo las trayectorias de menor resistencia y a una velocidad que depende de la permeabilidad de las rocas y del gradiente hidráulico. La velocidad puede variar desde unos cuantos centímetros por año en materiales arcillosos, hasta varios cientos de metros por año en gravas; aunque en algunas rocas volcánicas y calizas, puede llegar a ser de varios kilómetros por año.

Los niveles freáticos y piezométricos oscilan continuamente respondiendo a la recarga y descarga del acuífero. Si el nivel del agua (freático o piezométrico) no está afectado por la operación de una captación, se le llama "Nivel Estático"; en caso contrario, se le llama "Nivel Dinámico".

El conocimiento de los mecanismos de recarga y descarga de un acuífero, es indispensable para cuantificar su potencialidad y planear su explotación racional, y requiere de la observación continua del comportamiento de los niveles del agua en pozos distribuidos en el área considerada.

25.VII.1977.

DISTRIBUCION DEL AGUA EN EL SUBSUELO

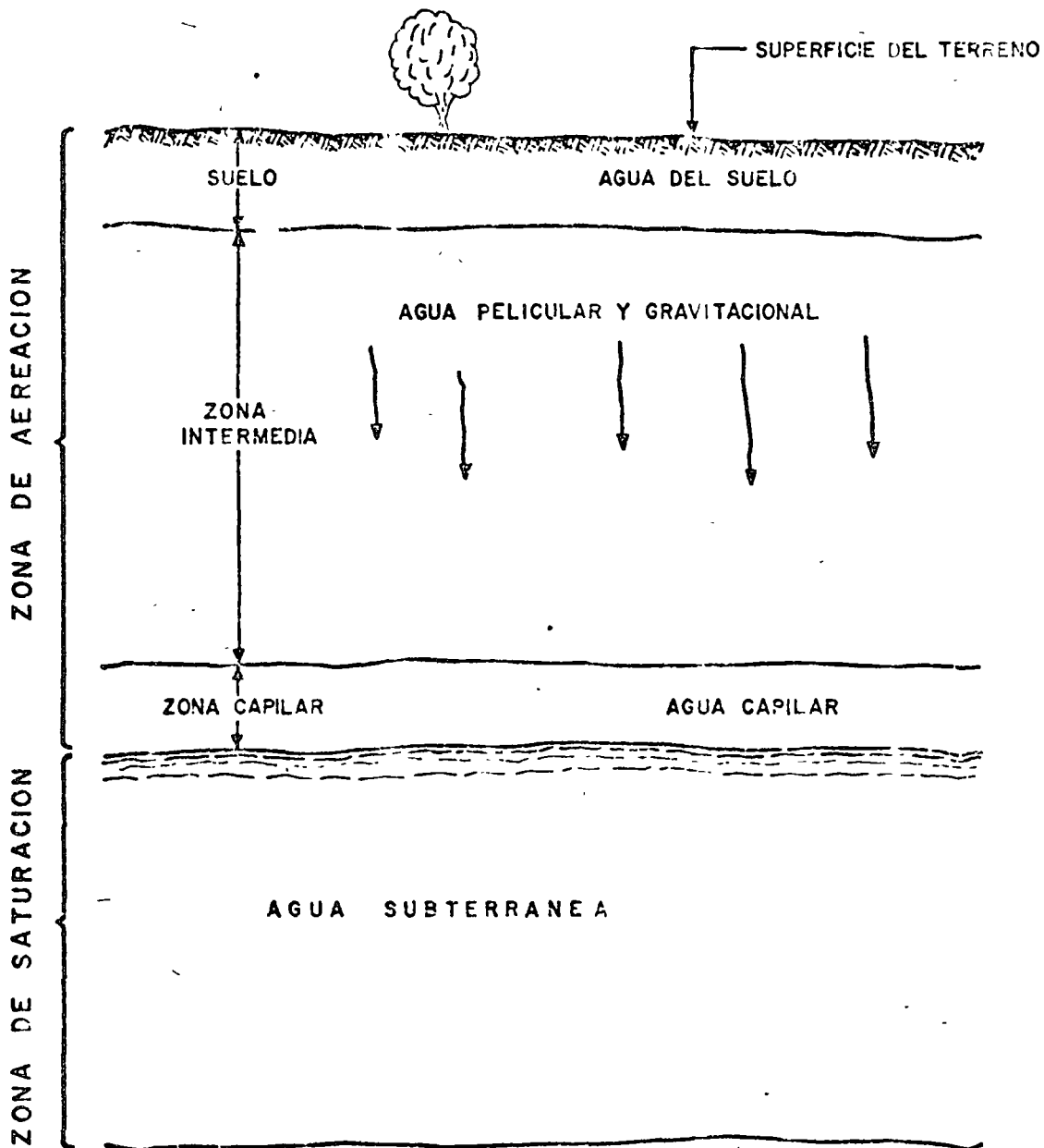


FIG. No. 1

DIFERENTES TIPOS DE ACUIFEROS

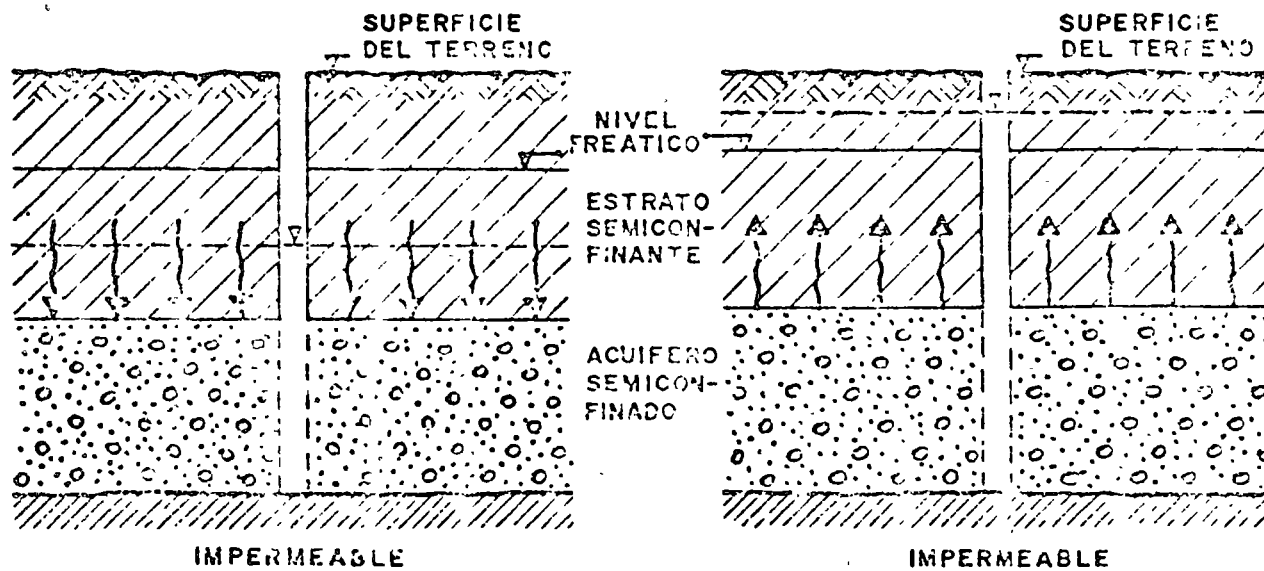
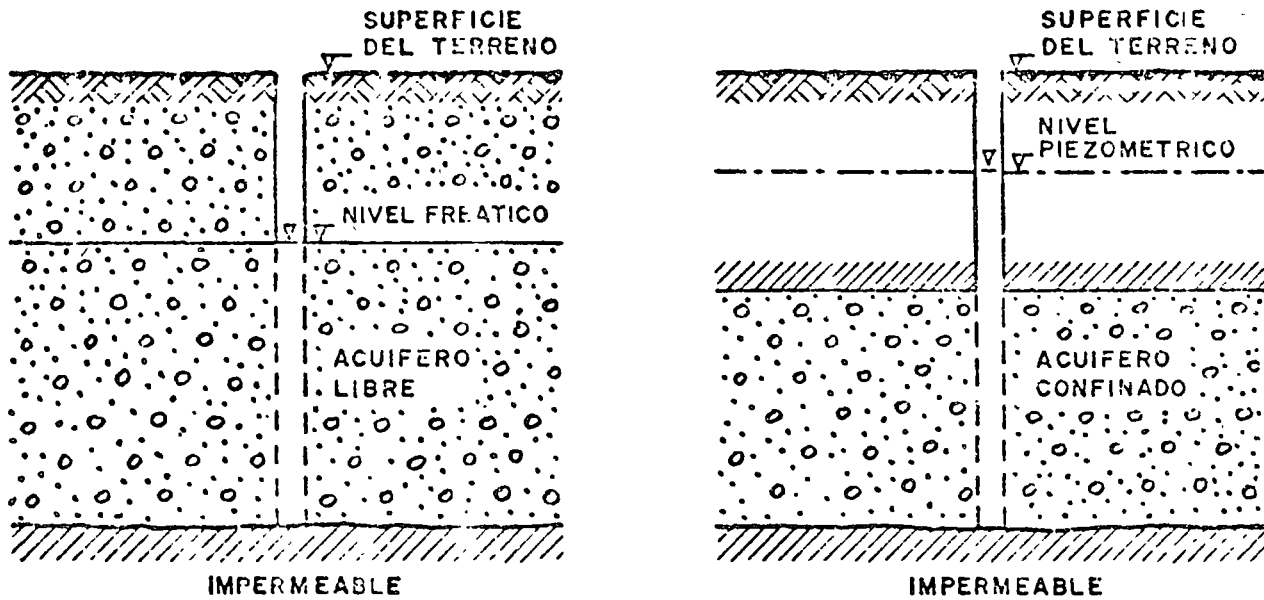


FIG. No. 2

RESUME DE UN ACUITARDO EN UN ACUIFERO

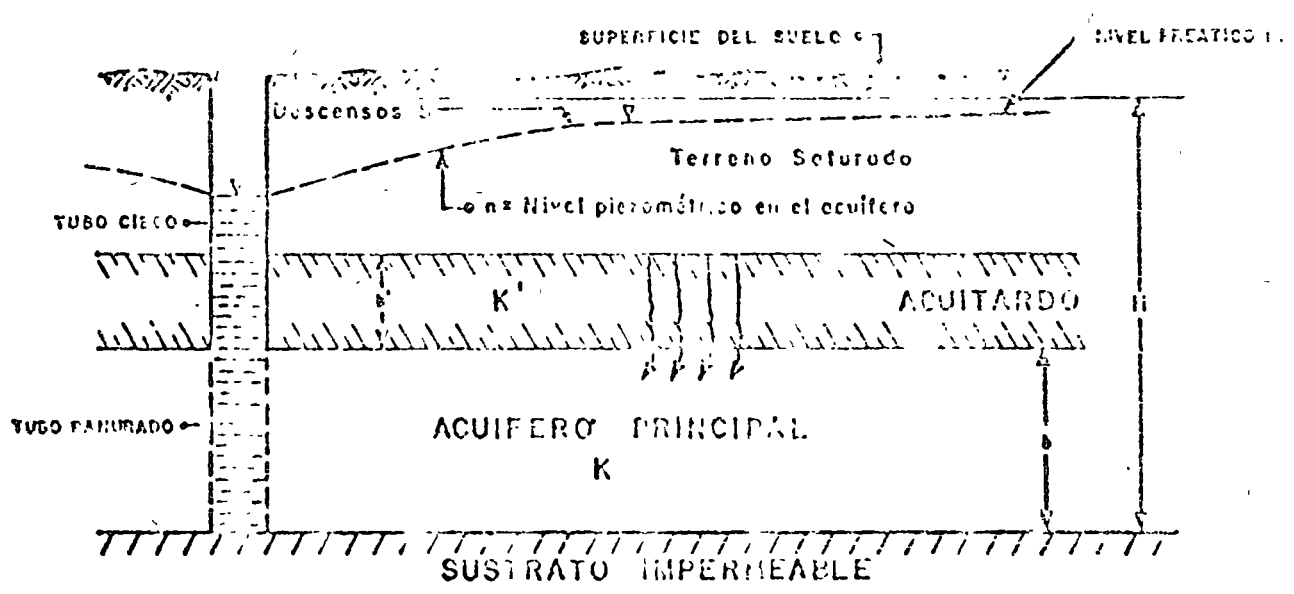
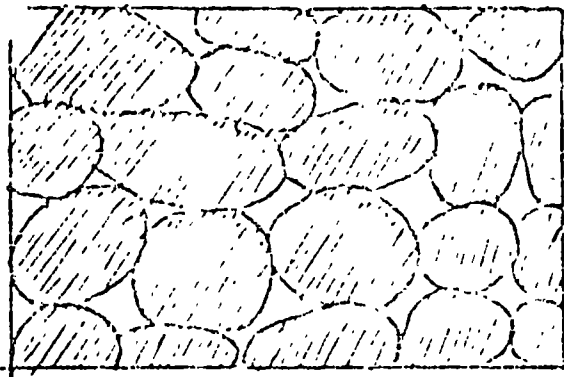
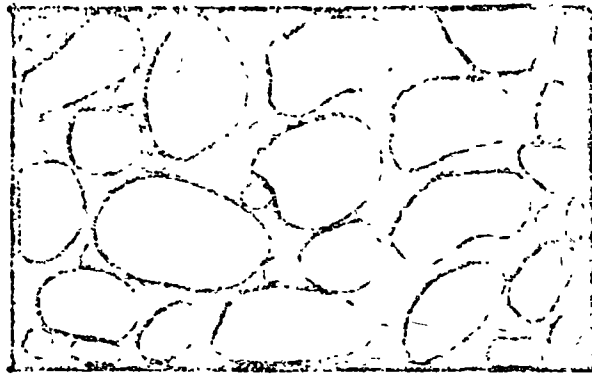


Fig. No. 3

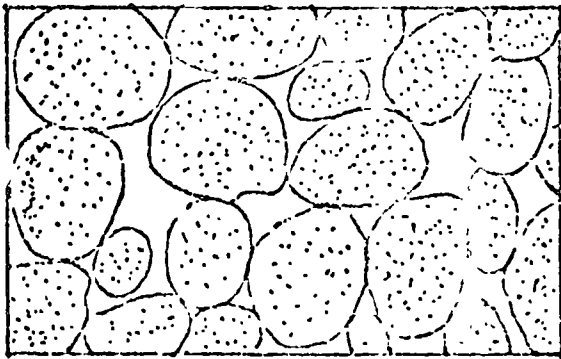
DISTINTOS TIPOS DE INTERSTICIOS Y RELACION ENTRE LA TEXTURA Y LA POROSIDAD DE LAS ROCAS. 11-D



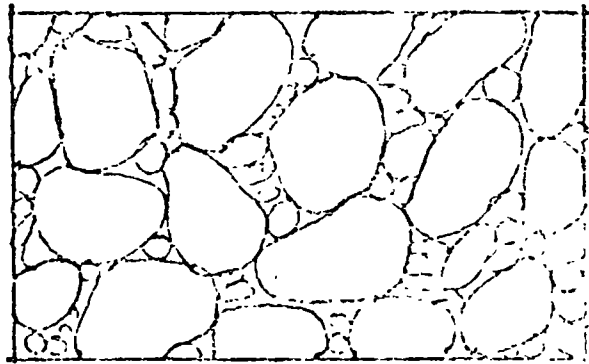
DEPOSITO SEDIMENTARIO DE GRANULOMETRIA HOMOGENA Y GRAN POROSIDAD



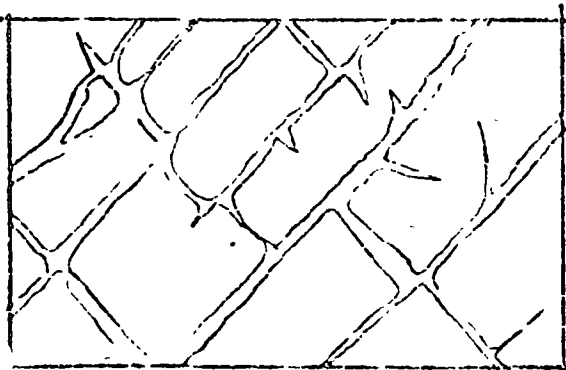
DEPOSITO SEDIMENTARIO DE GRANULOMETRIA HOMOGENA CUYA POROSIDAD HA DISMINUIDO POR CEMENTACION DE SUS INTERSTICIOS CON MATERIAS MINERALES



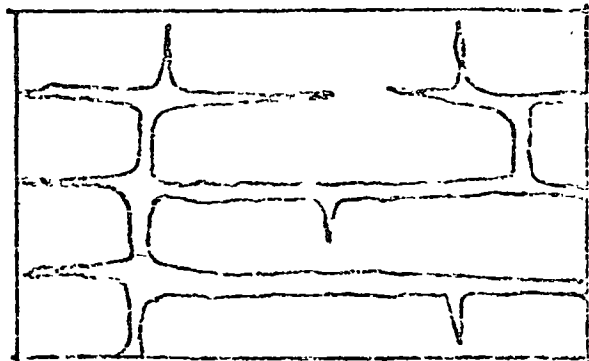
DEPOSITO SEDIMENTARIO DE GRANULOMETRIA HOMOGENA FORMADO POR FRAGMENTOS QUE A SU VEZ SON POROSOS; POR TANTO, POROSIDAD MUY BAJA.



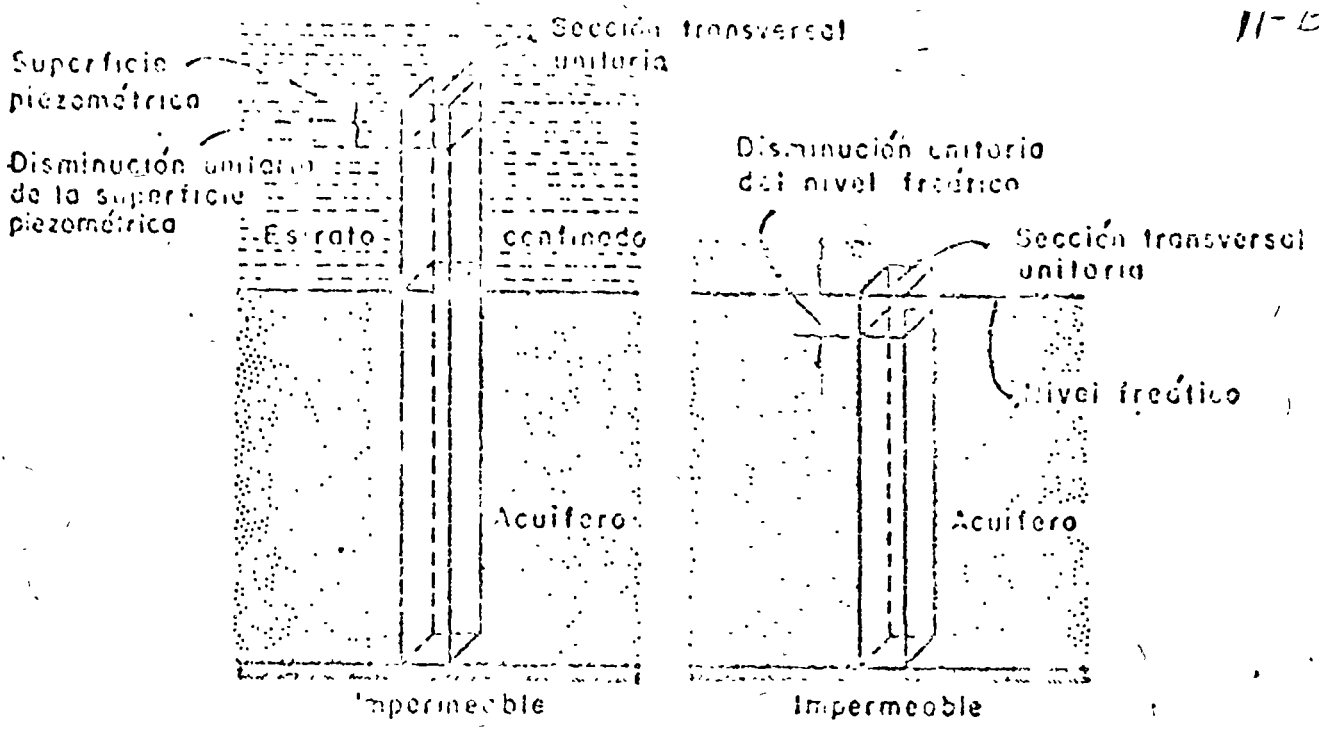
DEPOSITO SEDIMENTARIO DE GRANULOMETRIA HETEROGENA Y BAJA POROSIDAD.



BAJA POROSA POR DISOLUCION



BAJA POROSA POR SOLUCION



(a) Acuífero confinado (b) Acuífero no confinado

Fig. 5 Definición del coeficiente de almacenamiento

ESQUEMA INSTRATIVO DE LAS DEFINICIONES DE PERMEABILIDAD Y TRANSMISIBILIDAD

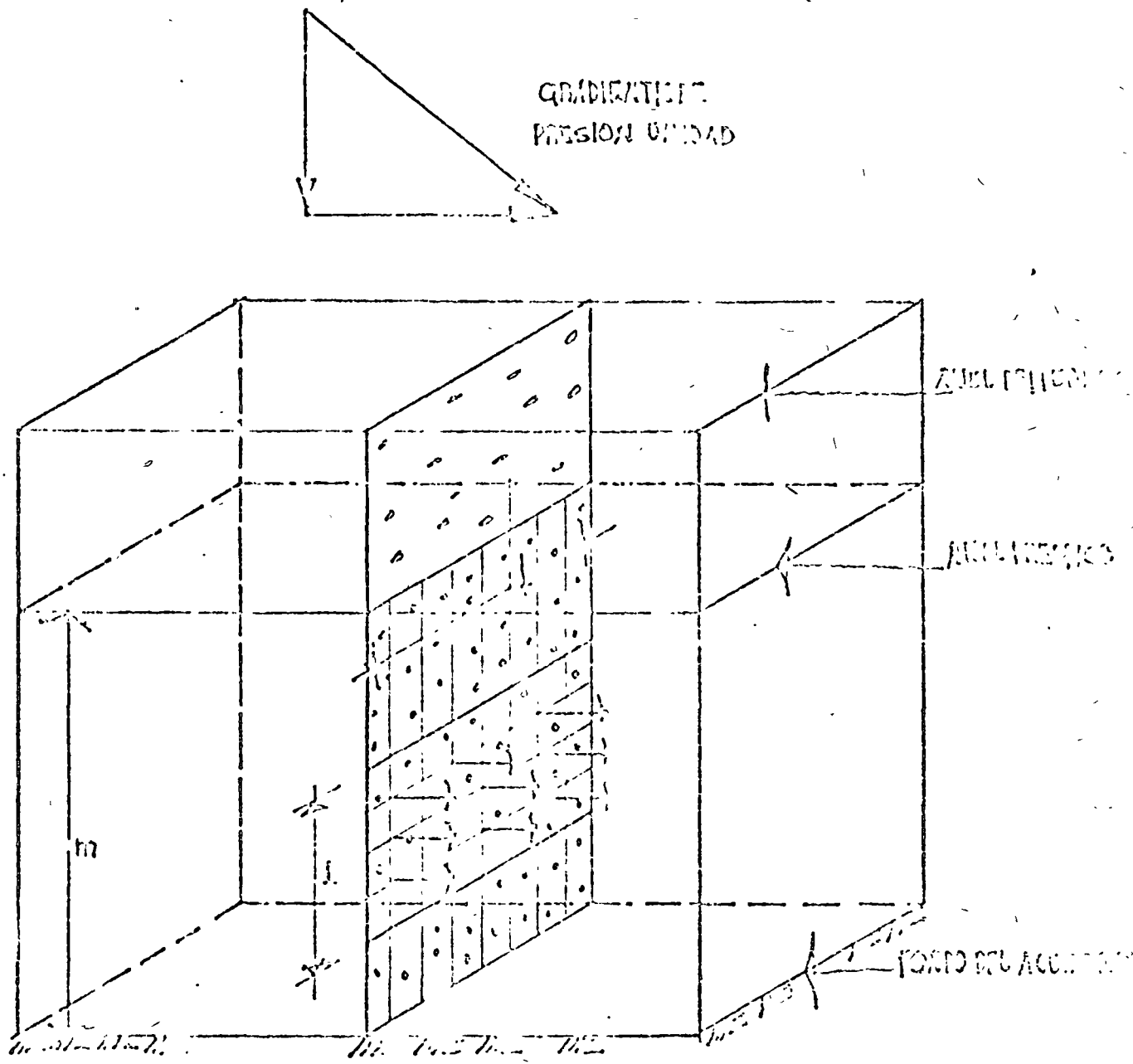


Fig. No. 6

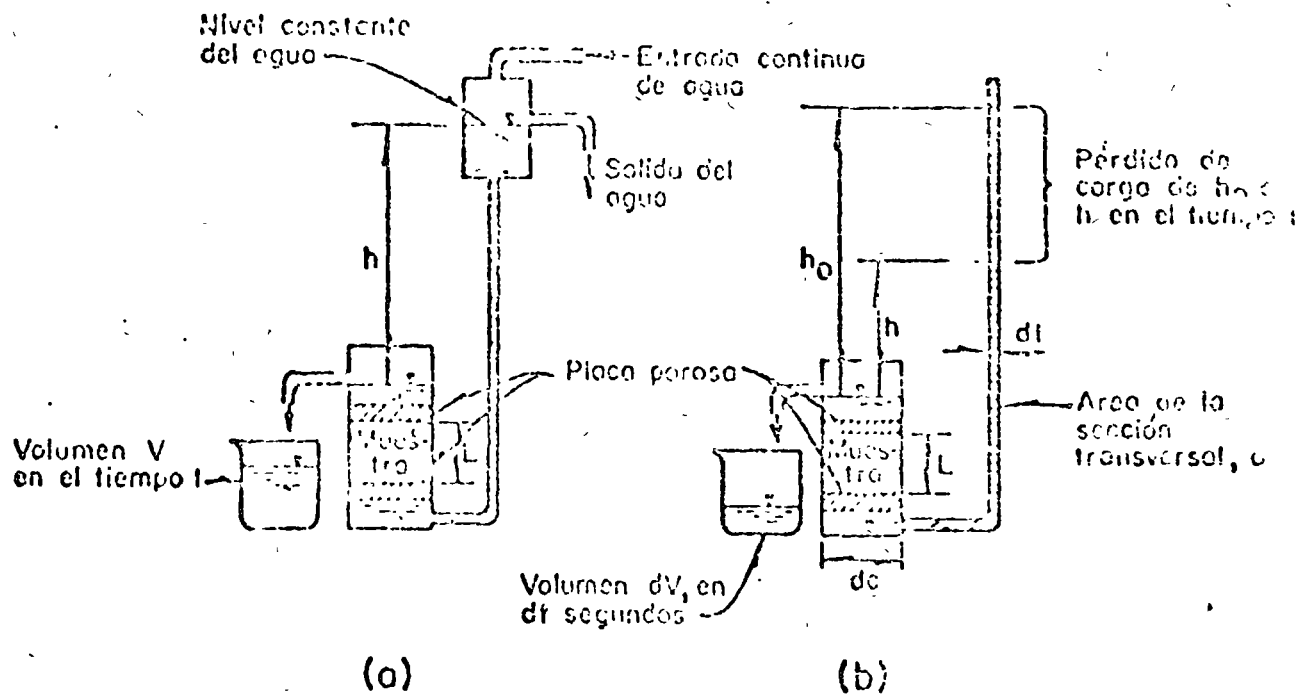


Fig 7 Permeámetro (a) Carga constante
(b) Carga variable

RECARGA DE LOS ACUIFEROS

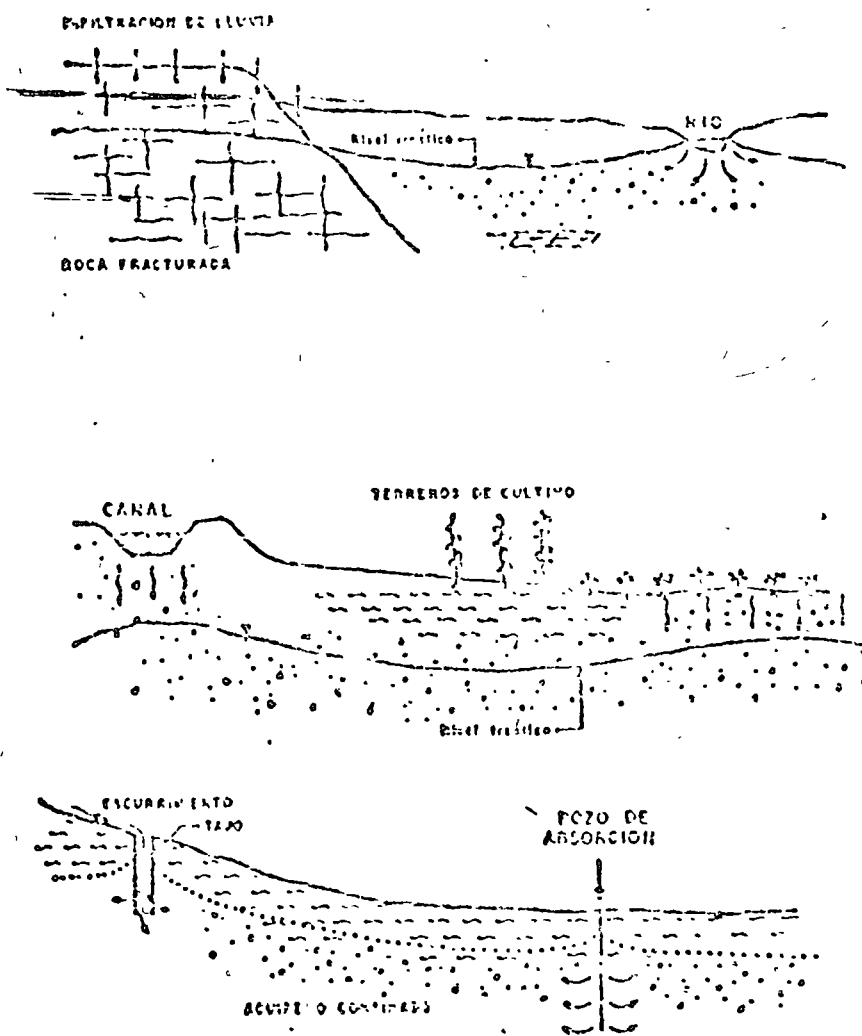
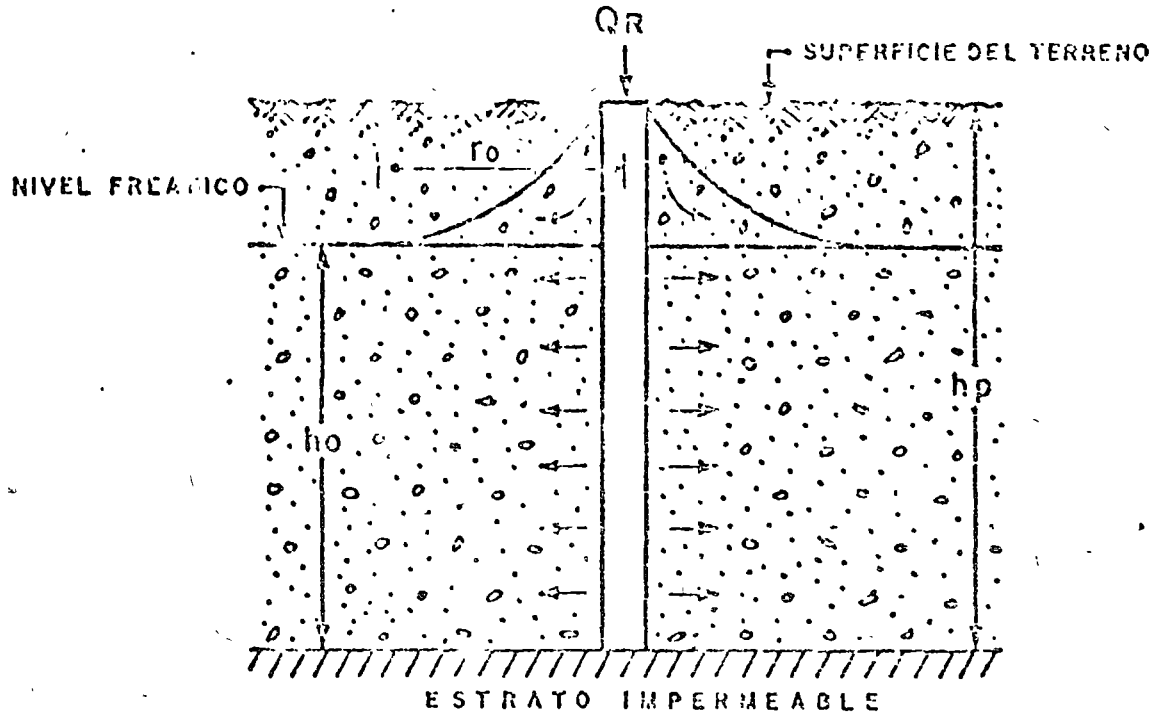
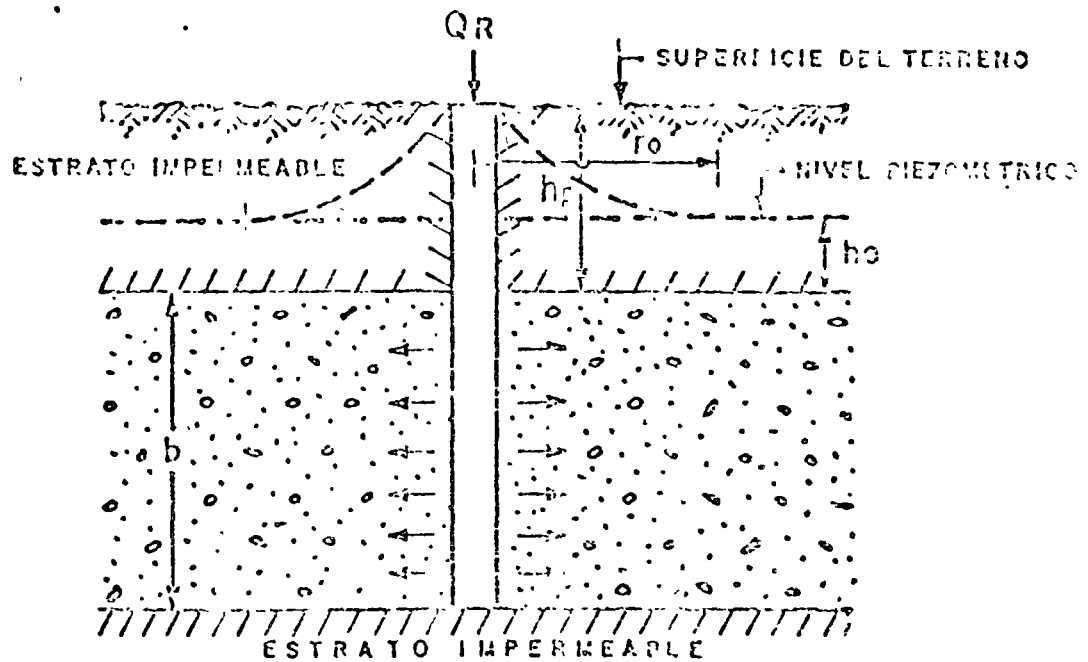


Fig. No. 8

RECARGA ARTIFICIAL A TRAVES DE POZOS



a) CONDICIONES LIBRES



b) CONDICIONES CONFINADAS

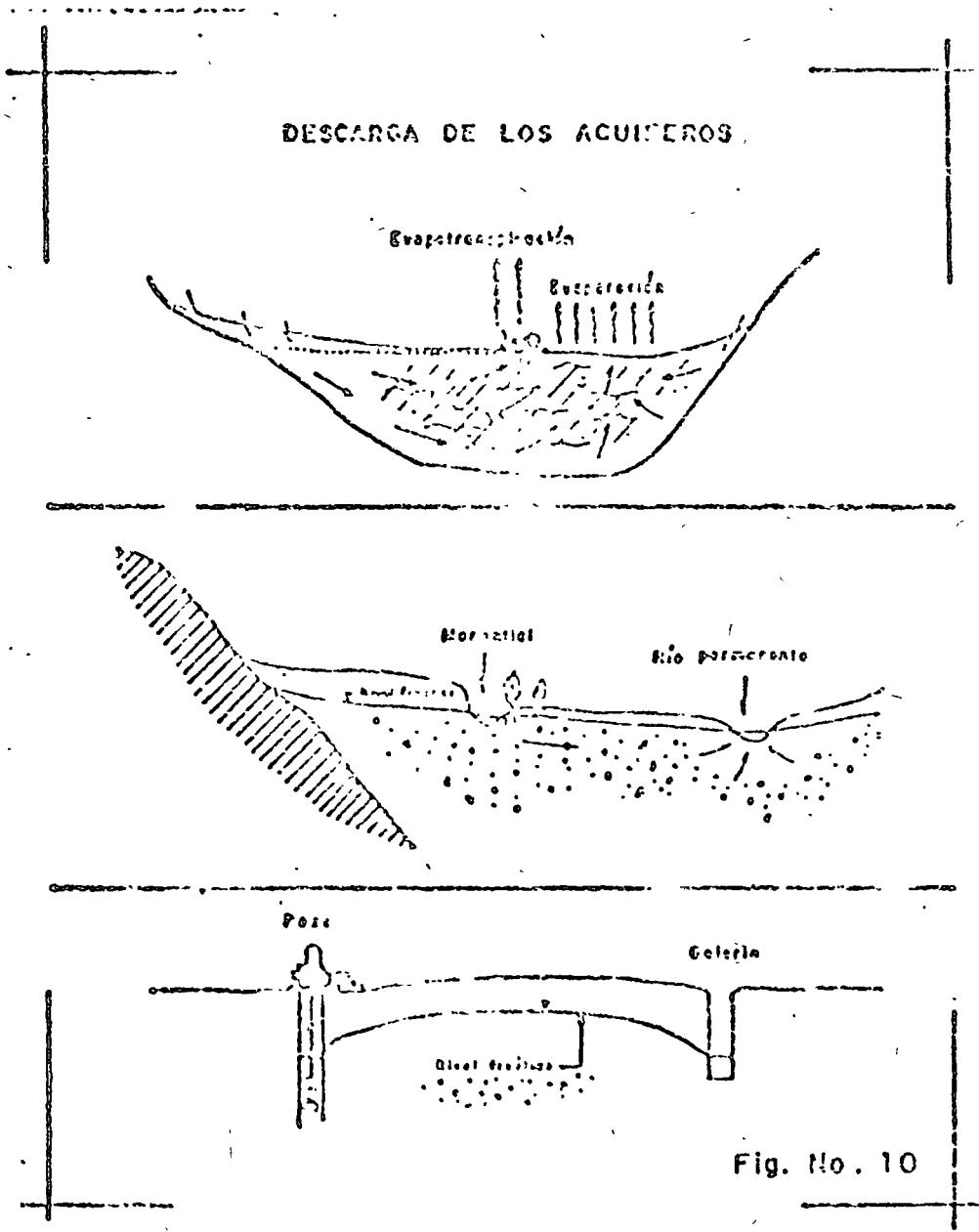


Fig. No. 10

REFERENCIAS

GROUNDWATER RESOURCE EVALUATION

WALTON, ED.MC.GRAW-HILL

CAPTACION DE AGUAS SUBTERRANEAS

ALBERTO BENITEZ, ED.DOSSAT, S.A.

FLUJO EN MEDIOS POROSOS

RUBEN CHAVEZ GUILLEN, BOLETIN No.1

DIVULGACION TECNICA, S.R.H.

HIDROGEOLOGIA

DAVIS AND WIEST

EDITORIAL ARIES



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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

HIDRAULICA DE CONDUCTOS

ING. MOISES BEREZOWSKY
SEPTIEMBRE, 1977



Clasificación de los flujos

Existen diferentes criterios para clasificar un flujo. Éste puede ser *permanente* o *no permanente*; *uniforme* o *no uniforme*; *tridimensional*; *bidimensional* o *unidimensional*; *laminar* o *turbulento*; *incompresible* o *compresible*; *rotacional* o *irrotacional*; etcétera. Aunque no los únicos, sí son los flujos más importantes que clasifica la ingeniería.

clasificación de flujos

En general, las propiedades de un fluido y las características mecánicas del mismo serán diferentes de un punto a otro dentro de su campo; además, si las características en un punto determinado varían de un instante a otro, el flujo es *no permanente*. Por el contrario, será un flujo *permanente* si las características en un punto permanecen constantes para cualquier instante; o bien, si las variaciones en ellas son muy pequeñas con respecto a sus valores medios y éstos no varían con el tiempo.

Un flujo dado puede ser permanente o no, de acuerdo con el observador. Por ejemplo, el flujo alrededor de la porción aguas arriba de una pila de puente será permanente para un observador colocado sobre la pila, pero no permanente para un observador que flote sobre el agua.

El flujo permanente es más simple de analizar que el no permanente, por la complejidad que adiciona el tiempo como variable independiente. Sin embargo, en la práctica el flujo permanente es la excepción más que la regla; no obstante, muchos problemas se pueden estudiar suponiendo que el flujo es permanente, aun cuando existan pequeñas fluctuaciones de velocidad o de otras características con el tiempo, siempre que el valor medio de cualquier característica permanezca constante sobre un intervalo razonable.

Si en un instante particular el vector velocidad es idéntico en cualquier punto del flujo, se dice que el flujo es *uniforme*. Esto se expresa por $\partial v / \partial s = 0$, donde ∂s es un desplazamiento en una dirección cualquiera. En caso contrario, el flujo es *no uniforme* y los cambios en el vector velocidad pueden ser en la dirección del mismo o en direcciones transversales. Este último tipo de —no uniformidad— siempre se encuentra cerca de fronteras sólidas por efecto de la viscosidad; sin embargo, en hidráulica suele aceptarse la

uniformidad o no uniformidad del flujo cuando se refiere a la variación de la velocidad media en la dirección general del movimiento.

El hecho de que un flujo sea permanente no significa necesariamente que éste sea uniforme; pueden así ocurrir las cuatro diferentes combinaciones posibles.

El flujo puede clasificarse en *tridimensional*, *bidimensional* y *unidimensional*. Es tridimensional cuando sus características varían en el espacio, o sea que los gradientes del flujo existen en las tres direcciones; éste es el caso más general de flujo. Es bidimensional cuando sus características son idénticas sobre una familia de planos paralelos, no habiendo componentes en dirección perpendicular a dichos planos, o bien ellas permanecen constantes; es decir, que el flujo tiene gradiente de velocidad o de presión (o tiene ambos) en dos direcciones exclusivamente. Es unidimensional cuando sus características varían como funciones del tiempo y de una coordenada curvilínea en el espacio, usualmente la distancia medida a lo largo del eje de la conducción. El flujo de un fluido real no puede ser completamente unidimensional debido al efecto de la viscosidad, ya que la velocidad en una frontera sólida es igual a cero, pero en otro punto es distinta de cero; sin embargo, bajo la consideración de valores medios de las características en cada sección, se puede considerar unidimensional. Esta hipótesis es la más importante en hidráulica, por las simplificaciones que trae consigo.

La clasificación de los flujos en *laminar* y *turbulento* es un resultado propiamente de la viscosidad del fluido; y no habría distinción entre ambos en ausencia de la misma. El flujo laminar se caracteriza porque el movimiento de las partículas se produce siguiendo trayectorias separadas perfectamente definidas —no necesaria-

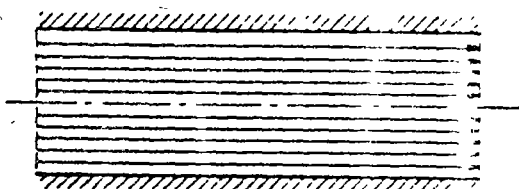


Figura 5.1a. Esquema del flujo laminar.

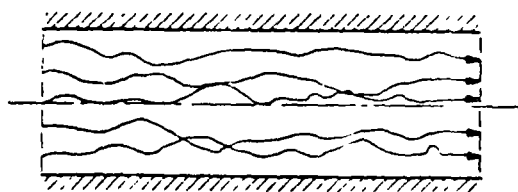


Figura 5.1b. Esquema del flujo turbulento

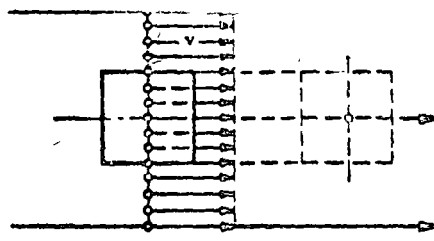


Figura 5.1c Flujo lineal irrotacional.

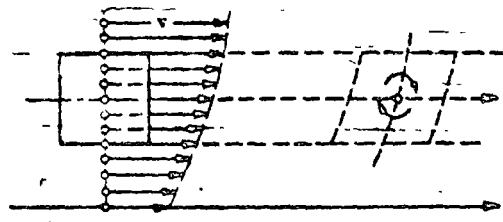


Figura 5.1d Flujo lineal rotacional.

mente paralelas— sin existir mezcla macroscópica o intercambio transversal entre ellas. Si se inyecta colorante (de la misma densidad que el líquido) dentro de un flujo laminar, éste se mueve como un filamento delgado que sigue las trayectorias del flujo (Fig. 5.1a).

En un flujo turbulento, las partículas se mueven sobre trayectorias completamente erráticas, sin seguir un orden establecido (Fig. 5.1b). Existen pequeñas componentes de la velocidad en direcciones transversales a la del movimiento general, las cuales no son constantes sino que fluctúan con el tiempo, de acuerdo con una ley aleatoria, aun cuando el flujo general sea permanente. Esto se explica por el hecho de que la permanencia respecto del tiempo se refiere a los valores medios de dichas componentes en un intervalo grande. Las componentes transversales de la velocidad en cada punto origina un mezclado intenso de las partículas que consume parte de la energía del movimiento por efecto de fricción interna y que también, en cierto modo, es resultado de los efectos viscosos del fluido.

Un flujo se considera *incompresible* si los cambios de densidad de un punto a otro son despreciables; en caso contrario, el flujo es *compresible*. Los líquidos y gases a bajas velocidades pueden ser considerados incompresibles. El flujo de un gas con velocidades entre 60 y 90 m/seg se puede considerar incompresible siempre que no exista intercambio de calor con

el exterior. En la práctica, sólo en los problemas de *golpe de ariete* es necesario considerar que el flujo de un líquido es compresible.

Cuando en un flujo el campo $\text{rot } v$ adquiere en alguno de sus puntos valores distintos de cero, para cualquier instante, el flujo se denomina *rotacional*. Por el contrario, si dentro de un campo de flujo el vector $\text{rot } v$ es igual a cero para cualquier punto e instante, el flujo es *irrotacional*. Si se exceptúa la presencia de singularidades vorticosas, en el caso general, el movimiento de un fluido ideal se puede suponer irrotacional. Los efectos de la viscosidad del fluido constituyen la causa principal de la presencia de dichas singularidades. Sin embargo, el flujo irrotacional ocurre con bastante frecuencia en los problemas de la práctica; y sólo será necesario entender con claridad el concepto físico de irrotacionalidad.

Si bien el término rotación implica un giro de partículas, esto no significa que es rotacional todo movimiento efectuado de acuerdo a una trayectoria curva o bien que todo movimiento rectilíneo es irrotacional.

Ciertos escurrimientos se pueden considerar macroscópicamente como irrotacionales. En otros casos, a pesar de existir trayectorias curvas, la distribución de velocidades puede ser de forma tal que las líneas medianas o las diagonales de una partícula, de forma rectangular, no modifican su orientación durante el movimien-

to; el flujo es, obviamente, irrotacional. Esto se representa esquemáticamente en las Figs. 5.1e a f en las cuales el vector $\text{rot } v$ sería normal al plano del papel

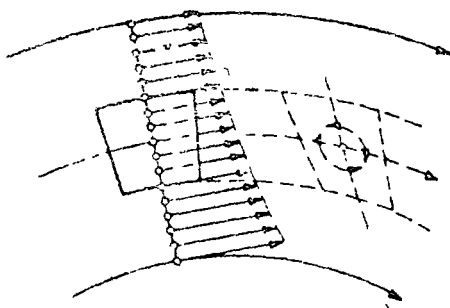


Figura 5.1e Flujo curvilíneo irrotacional

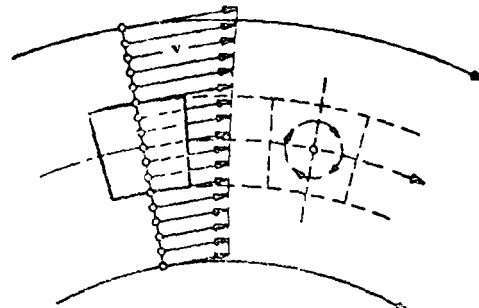


Figura 5.1f Flujo curvilíneo rotacional.

5.2.1 Ecuaciones fundamentales

Cualquier problema de diseño hidráulico de un conducto a presión, con escurrimiento permanente, se puede resolver con las ecuaciones de continuidad de Bernoulli y del impulso.

La primera establece la invariabilidad del gasto en cada sección del conducto.

Esto es

$$Q = A v \quad (\text{C.5.2.1})$$

en que

A área de la sección transversal, en m^2

Q gasto en el conducto, en m^3/seg

v velocidad media en la misma sección, en m/seg

La segunda establece la constancia de la energía entre las secciones transversales 1 y 2 del conducto. Esto es,

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m \quad (\text{C.5.2.2})$$

Cada término es una carga y tiene las dimensiones de una longitud. Para comparar estas cargas se establece un plano horizontal que sirve de origen, y a partir de él se llevan verticalmente los valores para cada sección (ver 5.2.2)

Los distintos símbolos representan:

g aceleración de la gravedad, aproximadamente $9.80 \text{ m}/\text{seg}^2$

P presión, en kg/m^2

v velocidad media en el conducto, en m/seg

z carga de posición, en m

α α ente de Coriolis (sin dimensiones) que corrige el error que se origina al considerar una distribución uniforme de velocidades en la

sección, de magnitud igual a la velocidad media. Se suele considerar $\alpha = 1$, y se demuestra que depende del coeficiente de fricción λ , según se indica en 5.6.

γ peso específico del líquido, en kg/m^3

$\sum_1^2 h_f$ suma de las pérdidas de energía o de carga por fricción, desde la sección 1 a la 2, para lo cual se puede ver 5.6

$\sum_1^2 h_m$ suma de pérdidas menores, de 1 a 2 (ver 5.7)

La tercera ecuación es una aplicación de la segunda ley de Newton en forma vectorial y se conoce como ley del impulso:

$$\sum_1^2 \vec{F} = \frac{\gamma}{g} Q \left[(\beta \vec{v})_2 - (\beta \vec{v})_1 \right]$$

en que, $\sum_1^2 \vec{F}$ representa la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre el elemento líquido comprendido entre las secciones 1 y 2 considerado como cuerpo libre, β , coeficiente de Boussinesq (sin dimensiones), con explicación semejante a la de α , y cuyos valores se indican en 5.6. Estos coeficientes se relacionan a través de la ecuación

$$\beta = 1 + \frac{\alpha - 1}{3}$$

5.2.2 Conductos simples

El problema hidráulico en un conducto simple como el mostrado en la fig C.5.1, se puede resolver con las ecs C.5.2.1 y C.5.2.2, las cuales, desarrolladas y adaptadas al problema de la fig C.5.1, resultan

$$Q = A v$$

v

$$\Delta h = h_f + h_k + h_e + h_v + h_a + h_r + h_c + h_s$$

donde

h_a pérdida por ampliación

h_c pérdida por cambio de dirección

h_e pérdida por entrada

h_f pérdida por fricción en todo el conducto

h_k pérdida por repilla

Comentarios

- h_f pérdida por fricción
- h_s pérdida por sifón
- h_v pérdida por válvula

Cualquiera que sea el tipo de pérdida por calcular, esta se puede expresar en términos de la carga de velocidad, dentro del tramo de sección constante si la pérdida es de fricción, o aguas abajo del punto donde se produce si la pérdida es local.

Por esta razón, la ecuación de Bernoulli contendrá los valores de la velocidad en distintas secciones del conducto, que se pueden sustituir por la velocidad en un solo tramo utilizando el principio de continuidad; la cual sería la incógnita del problema. Con el principio de continuidad se calcula a continuación el gasto.

Se observa que el problema de diseño es factible, si bien la solución toma mayor tiempo. Por esta razón es preferible reducir el problema a uno de revisión, como el explicado arriba.

Si en el problema de la fig C.5.1 el recipiente de aguas abajo no existe, es decir, si el conducto descarga libremente a la atmósfera, el desnivel Δh se mide como la diferencia de nivel entre la superficie libre del agua en el depósito superior, y el centro de gravedad de la sección final del conducto.

En la fig C.5.1 se observa que, si a partir del plano horizontal de comparación se llevan los valores de $z + \frac{P}{\gamma}$ en cada sección, se describe una línea quebrada llamada de cargas piezométricas.

En la misma forma, si se lleva la suma $z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}$ para cada sección, se describe una línea quebrada llamada de carga total. De no existir pérdidas, el nivel de la energía en la sección inicial sería común a todas las secciones, describiendo así una línea llamada horizonte de energía.

La diferencia de niveles entre el horizonte de energía y el gradiente de energía representa la suma de pérdidas acumuladas desde la sección inicial hasta la sección considerada.

La línea de energía cae en la dirección de la corriente con mayor inclinación a medida que aumenta el gasto.

En la fig C.5.2 se muestra el comportamiento de las líneas de carga piezométrica y total para una instalación hidroeléctrica. Las pérdidas de carga en este caso deben ser reducidas a un mínimo con el fin de aprovechar la máxima energía posible del líquido en la turbina. El aprovechamiento de la energía podría hacerse en cualquier punto de la conducción, sin embargo, con el fin de evitar con seguridad la aparición de cavitaciones no permisibles en la turbina, esta se debe colocar de modo que la sobrepresión en su salida sobre la presión de vaporización no rebase un valor prescrito.

En la fig C.5.3 se presenta el comportamiento de las líneas de carga piezométrica y total de una instalación de bombeo.

mentarios

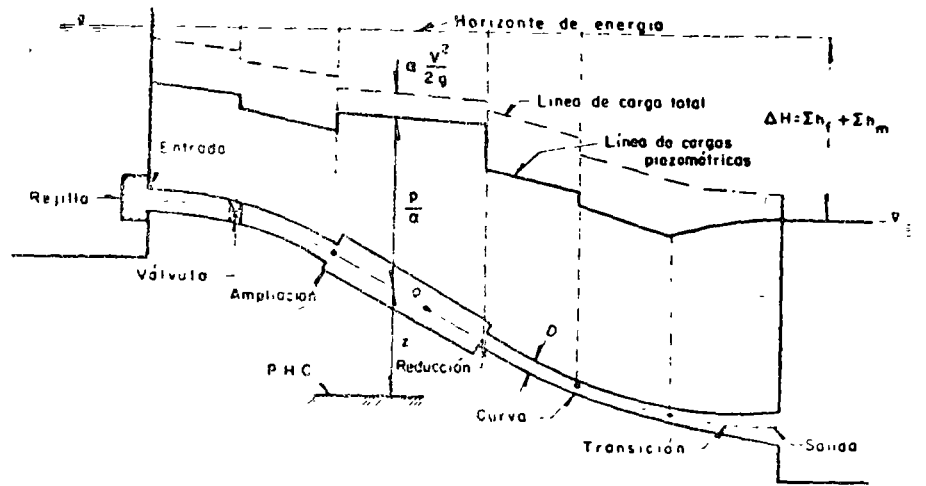


Fig C.5.1

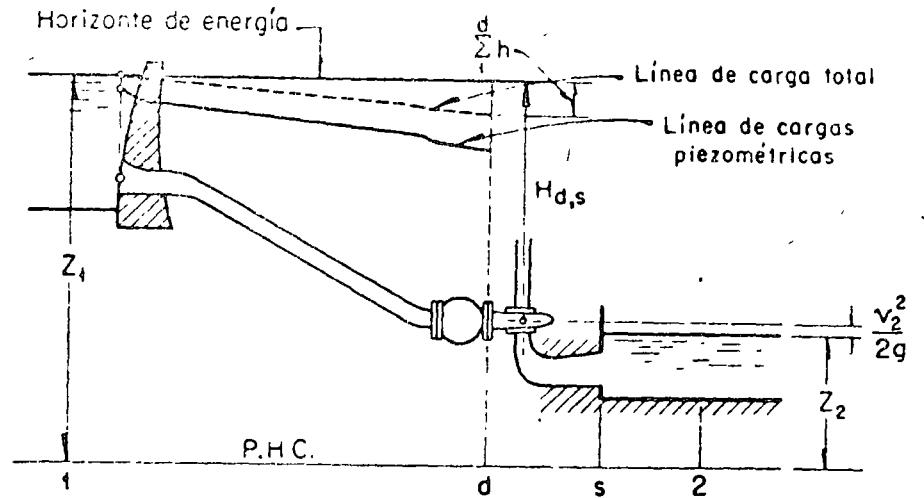


Fig C.5.2 Líneas de carga piezométrica y total en una instalación hidroeléctrica

Comentarios

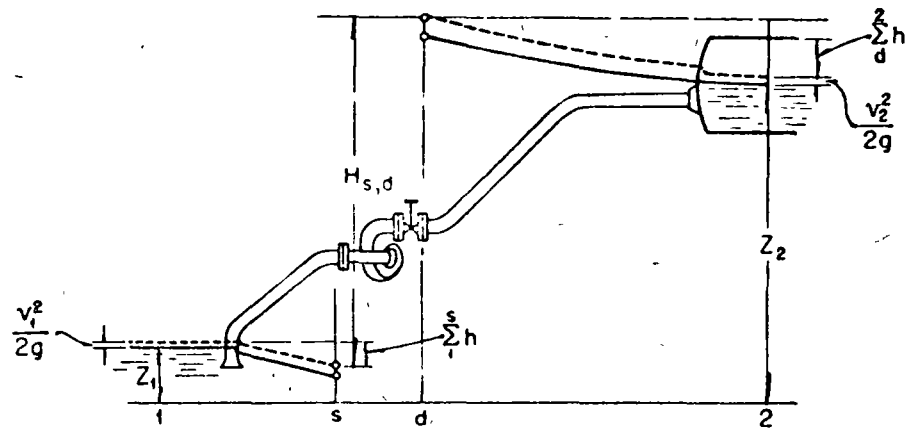


Fig C.5.3 Línea de carga piezométrica y total en una instalación de bombeo .

Tabla 3.3. Resumen de las fórmulas para el cálculo de pérdidas por fricción, aplicables al flujo de agua en conductos a presión. Las unidades se expresan en sistema MKS

Tipo de tubería y flujo	Autor	Fórmula	Observaciones
Cualquier tipo de tubo y flujo.	Darcy-Weisbach	$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$	Es la Ec. (8.2) y es de tipo universal; f se obtiene del diagrama universal de Moody, o de alguna de las fórmulas indicadas a continuación.
Tubos lisos o rugosos en la zona laminar.	Poiseuille	$f = \frac{64}{R_e}$	Es la Ec. (8.3) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para $R_e < 2300$.
Tubos lisos en la zona de transición o turbulenta.	Blasius	$f = \frac{0.3164}{R_e^{0.25}}$	Es la Ec. (8.4) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. Vale para tubos de aluminio, latón, cobre, plomo, plástico, vidrio y asbesto-cemento para $R_e > 10^3$.
	Nikuradse	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \left(\frac{R_e \sqrt{f}}{2.51} \right)$	Es la Ec. (8.5b) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. Vale para $2.3 \times 10^4 \leq R_e \leq 3.4 \times 10^6$.
	Kozeny	$f = \frac{2g}{(7.78 \log R_e - 5.95)^2}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para tubos de asbesto-cemento y para $R_e > 4000$.
	Richter	$f = 0.01113 + 0.917/R_e^{0.41}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para tubos de hule y para $R_e > 4000$.
	Ludin	$V = 140 R_a^{0.645} S_i^{5/9}$	Equivalo a usar la Ec. (8.9b) con $a = 57.37$, $x = 0.645$, $y = 5/9$. Vale para tubos de asbesto-cemento. En esta fórmula R_a es el radio hidráulico del tubo.

fórmulas empíricas de fricción

TABLA 8.3 (Continuación)

Tubos rugosos en la zona de transición o turbulenta.	Colebrook-White	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{f}} \right)$	Es la Ec. (8.7) y vale para tubos lisos o rugosos en la zona de transición o turbulenta y con $R_e > 4000$. Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach.
	Hazen-Williams	$V = 0.355 C_H D^{0.54} S_f^{0.54}$	Equivale a usar la Ec. (8.9a) con $a = 0.355 C_H$; $x = 0.63$, $y = 0.54$. Es la fórmula más común para tubos rugosos. C_H depende del material del tubo de acuerdo con la tabla 8.4.
Tubos rugosos en la zona turbulenta.	Nikuradse	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.71 D}{\varepsilon}$	Es la Ec. (8.6b) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach.
	Kozeny	$f = \frac{2g}{(8.86 \log D + N)^2}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. N depende del material en la tubería según la tabla 8.4
	Chezy	$V = C \sqrt{R_h S_f}$	Es la fórmula general para este tipo de tubos y se obtiene de la fórmula de Darcy-Weisbach haciendo $D = 4 R_h$. Equivale a usar la Ec. (8.9a) con $a = 0.5 C$; $x = y = 0.5$. C es un coeficiente que se obtiene de las fórmulas de Bazin, Kutter o Manning.
	Bazin	$C = \frac{87}{1 + \Delta/\sqrt{R_h}}$	Se aplica a la fórmula de Chezy, donde Δ depende del material de que está construido el tubo de acuerdo con la tabla 8.4.
	Kutter	$C = \frac{100 \sqrt{R_h}}{m + \sqrt{R_h}}$	Se aplica a la fórmula de Chezy, donde m depende del material de que está construido el tubo de acuerdo con la tabla 8.4.
	Manning	$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S_f^{1/2}$	Resulta de la fórmula de Chezy al considerar que $C = R_h^{1/6}/n$. Equivale a usar la Ec. (8.9a) con $a = 0.397/n$, $x = 2/3$, $y = 1/2$. n depende del material de que está construido el tubo de acuerdo con la tabla 8.4.

Resistencia al flujo en conductos a presión

TABLA 8.4 Valores de C_H , Δ , m , n y N aplicables a las fórmulas de la tabla 8.3 de acuerdo con el material de que está construido el tubo

<i>Material</i>	C_H	Δ	m	n	N
Acero corrugado	60	—	—	—	—
Acero con juntas <i>lock-bar</i> (nuevo).	135	—	—	—	—
Acero galvanizado (nuevo y usado).	125	—	—	0.014	—
Acero remachado (nuevo).	110	—	—	0.015 a 0.016	31
Acero remachado (usado).	85	—	—	—	28 a 26
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (nuevo).	120	—	—	0.012 a 0.013	34
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (usado).	90	—	—	—	31 a 27
Acero sin costura (nuevo).	—	0.10	0.25	—	38
Acero sin costura (usado).	—	—	0.35	—	36
Acero soldado, con revestimiento especial (nuevo y usado).	130	—	—	—	—
Hierro fundido limpio (nuevo).	130	0.16	0.25	0.013	35
Hierro fundido, sin incrustaciones (usado).	110	0.23	0.275	—	—
Hierro fundido, con incrustaciones (viejo).	90	0.36	0.35	—	30
Plástico.	150	—	—	—	—
Asbesto-cemento (nuevo).	135	0.06	—	—	—
Cobre y latón.	130	—	—	—	—
Conductos con acabado interior de cemento pulido.	100	—	0.10	—	—
Concreto, acabado liso.	130	—	0.20	—	38
Concreto, acabado común.	120	0.18	—	—	—
Concreto monolítico, colado con cimbras deslizantes ($D > 1.25$ m).	—	—	—	0.010 a 0.011	—
Concreto monolítico bien cimbrado y pulido ($D > 1.25$ m).	—	—	—	0.011 a 0.0123	—
Concreto monolítico bien cimbrado y sin pulir ($D > 1.25$ m).	—	—	—	0.014 a 0.015	—
Concreto con acabado tosco ($D > 1.25$ m).	—	—	—	0.015 a 0.017	27 a 26
Concreto con juntas de macho y campana ($D > 0.8$ m).	—	—	—	0.0105 a 0.012	—
Concreto con juntas toscas ($D > 0.5$ m).	—	—	—	0.0125 a 0.014	30
Concreto con juntas toscas ($D < 0.5$ m).	—	—	—	0.014 a 0.017	—
Conductos para alcantarillado.	—	—	—	—	28
Tubos de barro vitrificado (drenes).	110	—	—	0.011	34
Túneles perforados en roca sin revestimiento.	—	—	—	0.025 a 0.040	—
Madera cepillada o en duelas.	120	—	0.10	0.0105 a 0.012	—

fórmulas empíricas de fricción

Rugosidad absoluta de un conducto

Estas rugosidades se muestran en la siguiente tabla

Material	ϵ , en mm
Tubos lisos: vidrio, cobre, latón, madera bien cepillada, acero nuevo soldado, con una mano interior de pintura, tubos acero de precisión sin costura, serpentines industriales, plástico, hule	0.0015
Tubos industriales de latón	0.025
Tubos de madera	0.2 a 1
Fierro forjado	0.05
Fierro fundido nuevo	0.25
Fierro fundido con protección interior de asfalto	0.12
Fierro fundido oxidado	1 a 1.5
Fierro fundido con muchas incrustaciones	1.5 a 3
Fierro fundido centrifugado	0.05
Fierro fundido nuevo con bridas o juntas de macho y campana	0.15 a 0.3
Fierro fundido viejo con bridas o juntas de macho y campana con un diámetro para agua potable con muchas incrustaciones y ϕ de 50 a 125 mm	2 a 3.5
Fierro galvanizado	1 a 40
Acero laminado nuevo	0.15
Acero laminado con protección interior de asfalto	0.05
Acero soldado de calidad normal	0.04 a 0.1
Nuevo	0.05
Limpiable después de un largo uso	0.05 a 0.10
Modestamente oxidado, pocas incrustaciones	0.15 a 0.20
Con muchas incrustaciones	0.4
Con pocas incrustaciones y con buena calidad	3
Con pocas incrustaciones y con mala calidad transversal de remaches en cada junta, o bien, laqueado interior simple	0.1
Con pocas incrustaciones y con mala calidad transversal de remaches en cada junta, o bien, laqueado interior simple	0.3 a 0.4
Con pocas incrustaciones y con mala calidad transversal de remaches en cada junta, o bien, laqueado interior simple	0.6 a 0.7
Acero soldado con una hilera transversal sencilla de pernos en cada junta, laqueado interior, sin oxidaciones ni incrustaciones, con circulación de agua turbia	1
Acero soldado con una hilera transversal sencilla de pernos, agua turbia, tuberías remachadas con costura longitudinal doble de remaches y transversal sencilla, interior asfaltado o laqueado	1.2 a 1.3
Acero soldado con costuras de remaches transversales, doble, muy oxidado. Acero remachado teniendo de cuatro a seis filas longitudinales de remaches, con largo tiempo de servicio	2
Tubos remachados con filas longitudinales y transversales	
a) espesor de lámina ≤ 5 mm	0.65
b) espesor de lámina de 5 a 12 mm	1.95
c) espesor de lámina > 12 mm o bien entre 6 y 12 mm si las hilas transversales no tienen cubrejunta	3
d) espesor de lámina > 12 mm con cubrejunta	5.5
Tuberías remachadas con cuatro filas transversales y seis longitudinales con cubierta interior	4
Acero laminado nuevo	0.025

Asbesto-cemento con protección interior de asfalto	0.0015
Concreto centrifugado nuevo	0.16
Concreto centrifugado con protección bituminosa	0.0015 a 0.125
Concreto en galerías colado con cimbra normal de madera	1 a 2
Concreto en galerías colado con cimbra rugosa de madera	10
Concreto armado en tubos y galerías con acabado interior cuidadosamente terminado a mano	0.01
Concreto de acabado liso	0.025
Conductos de concreto armado con acabado liso y con varios años en servicio	0.2 a 0.3
Concreto alisado interiormente con cemento	0.25
Galerías con acabado interior de cemento	1.5 a 1.6
Concreto crudo	1 a 3
Concreto con acabado rugoso	10
Cemento liso	0.3 a 0.8
Cemento no pulido	1 a 2
Concreto presforzado Freyssinet	0.04
Concreto presforzado Bona, Socoman	0.25
Mampostería de piedra bien junteada	1.2 a 2.5
Mampostería de piedra rugosa, sin juntear	8 a 15
Mampostería de piedra mal acabada	1.5 a 3

Fórmula de Genijew

(Ver 5.5)

Los coeficientes, a, de la fórmula de Genijew son como sigue:

Grupo I. Agua con poco contenido mineral, que no origina corrosión. Agua con un pequeño contenido de materia orgánica y de solución de fierro

a varía de 0.005 a 0.055, valor medio 0.025

Grupo II. Agua con poco contenido mineral, que no origina corrosión. Agua que contiene menos de 3 mg/lit de materias orgánicas y fierro en solución:

a varía de 0.055 a 0.18; valor medio 0.07

Grupo III. Agua que origina fuerte corrosión y con muy poco contenido de clorhidros y sulfatos (menos de 100 a 150 mg/lit). Agua con un contenido de fierro de más de 3 mg/lit

a varía de 0.18 a 0.40; valor medio 0.20

Grupo IV. Agua que origina corrosión, con un gran contenido de sulfatos y clorhidros (más de 500 a 700 mg/lit). Agua turbia con una gran cantidad de materia orgánica:

a varía de 0.40 a 0.60; valor medio 0.51

Grupo V. Agua con cantidades importantes de carbonato, pero de dureza permanente pequeña, con residuo espeso de 2 000 mg/lit.

a varía de 0.6 a más de 1.

Coefficientes de rugosidad N de la fórmula de Kozeny

Material	N
Fierro fundido, nuevo o limpio	35
Fierro fundido, viejo	30
Tubos de acero sin costuras, nuevos	38
Tubos de acero sin costuras, viejos	36
Tubos remachados, nuevos	31
Tubos remachados, usados	28 - 26
Tubos con remache avellanado y embutido o bien soldados y nuevos	34
Tubos con remache avellanado y embutido o soldados, viejos	31 - 27
Concreto y concreto reforzado muy liso, monolítico	38
Con juntas, viejo	30
Concreto de acabado rugoso	26 - 27
Conducto para alcantarillado	28
Barro vitrificado (diones)	34

Coefficientes de rugosidad n de la fórmula de Manning Strickler

Material	n
Tubería monolítica de concreto hecha con cimbras deslizantes ($\phi > 1.25$ m)	0.010 - 0.011
Bien cimbrada y pulida ($\phi > 1.25$ m)	0.011 - 0.0125
Bien cimbrada y sin pulir ($\phi > 1.25$ m)	0.014 - 0.015
Con acabado tosco ($\phi > 1.25$ m)	0.015 - 0.017
Tubería de concreto con juntas de macho y campana cuidadosamente dispuestas ($\phi > 0.8$ m)	0.0105 - 0.012
Con juntas puestas sin cuidado ($\phi > 0.5$ m)	0.0125 - 0.014
Con juntas puestas sin cuidado ($\phi < 0.5$ m)	0.014 - 0.017
Tuberías de madera nuevas	0.0105
En uso	0.012
Viejas	0.015
Tuberías de asbesto-cemento, se usa la fórmula de Ludin	

$$h_f = \left(\frac{v}{140 R_H^{0.645}} \right)^{9/5} l$$

Túneles perforados en roca sin revestimiento	0.025 - 0.04
Tuberías de fierro fundido limpio	0.013
Tuberías de acero remachado	0.015 - 0.016
Tuberías de acero soldado	0.012 - 0.013
Tuberías de lámina galvanizada	0.014
Tuberías de barro vitrificado	0.011

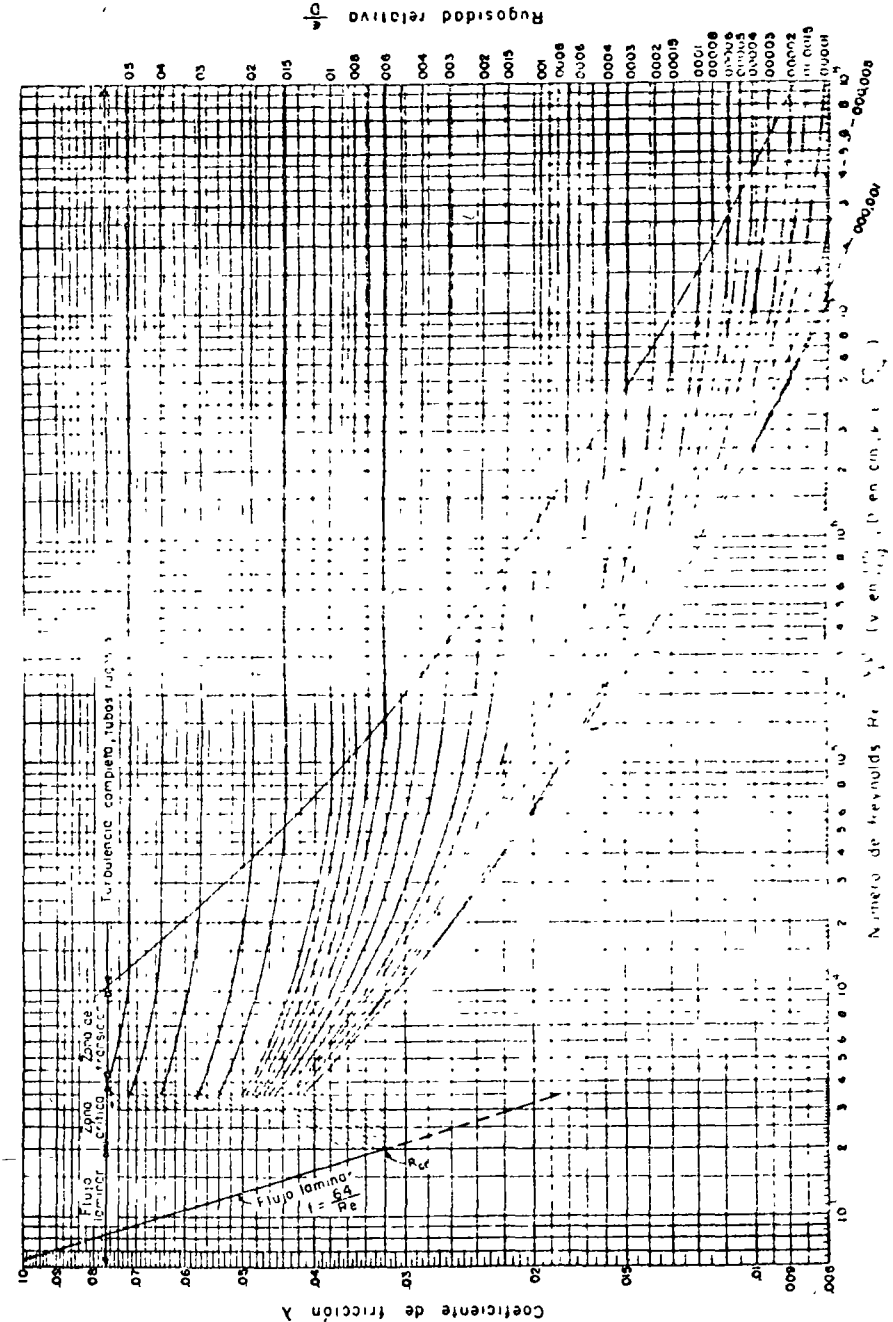


Fig 2 Coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo

resistencia al flujo en conductos a presión

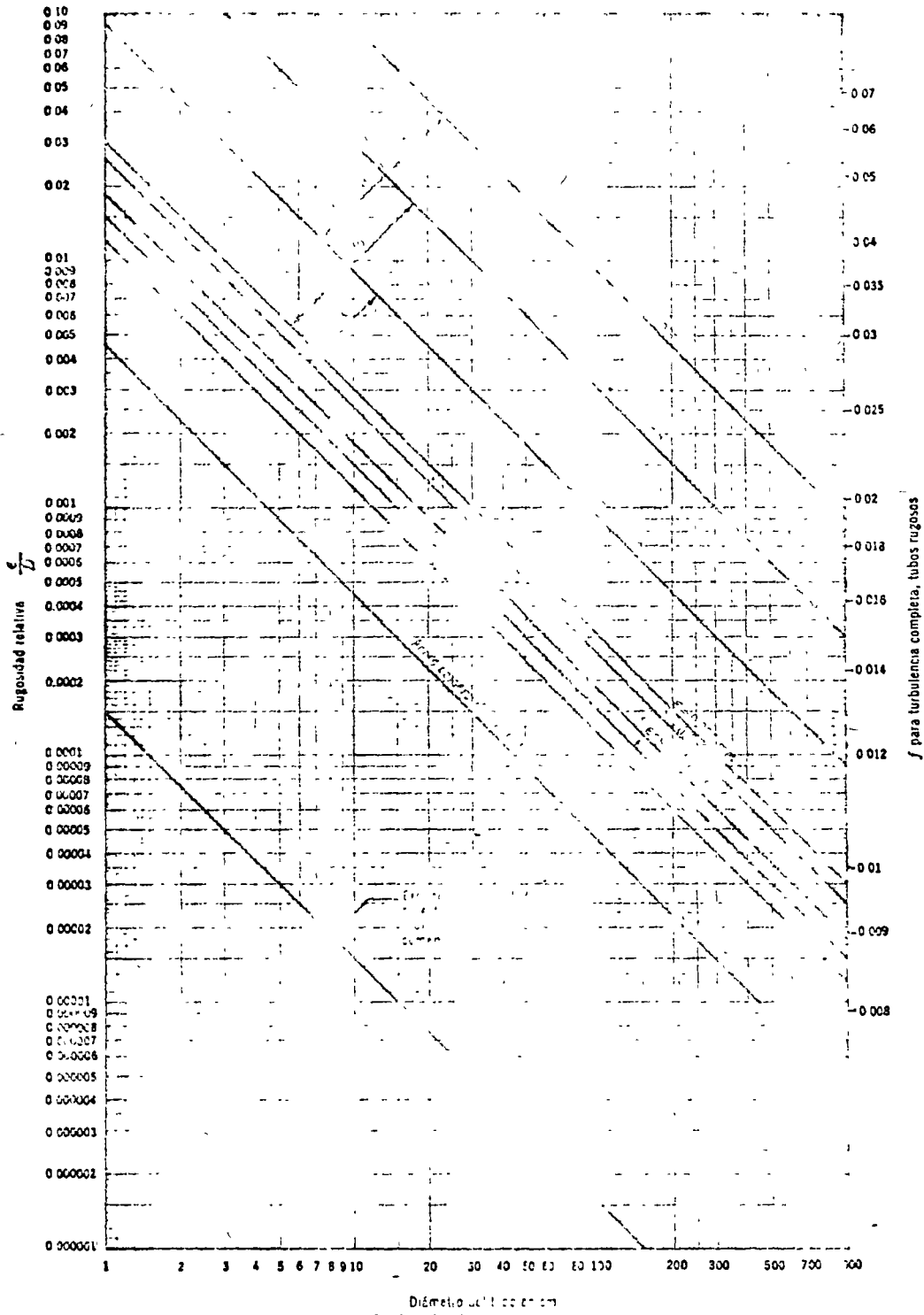


Figura 8.4. Rugosidad relativa para tubos nuevos limpios.

resistencia al flujo en conductos a presión

En la tabla 8.3 se presenta un resumen de las principales fórmulas experimentales para el cálculo de la pérdida por fricción en tuberías.

Un tubo de acero transporta $0.152 \text{ m}^3/\text{seg}$ de agua. Si $S_f = 0.0025$, determinar el diámetro del tubo requerido de acuerdo con las fórmulas de: a) Colebrook-White ($\epsilon = 0.3 \text{ mm}$); b) Hazen-Williams ($C_H = 135$); c) Manning ($n = 0.01$). Suponer $v = 0.0114 \text{ cm}^2/\text{seg}$.

Solución a). En cualquier caso la velocidad vale:

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{0.194}{D^2}$$

Substituyendo en la fórmula de Colebrook-White, resulta:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{14.75 \times 10^{-6} \times D}{\sqrt{f}} + \frac{80.9 \times 10^{-6}}{D} \right) \quad (a)$$

De la fórmula de Darcy-Weisbach (Ec. 8.2 b) se obtiene:

$$0.0025 = \frac{f}{19.61 D} \left(\frac{0.194}{D^2} \right)^2$$

de tal manera que: $\sqrt{f} = D^{2.5}/0.877$, y substituida en la Ec. (a) resulta:

$$\frac{0.877}{D^{2.5}} = -2 \log \left(\frac{12.94 \times 10^{-6}}{D^{1.5}} + \frac{80.9 \times 10^{-6}}{D} \right)$$

Por un procedimiento de iteraciones resulta $D = 0.425 \text{ m}$.

Solución b). Substituyendo en la fórmula de Hazen-Williams (tabla 8.3), tenemos:

$$\frac{0.194}{D^2} = 0.355 \times 135 (0.0025)^{0.54} D^{0.63}$$

de la cual, $D = 0.420 \text{ m}$.

Solución c). Substituyendo en la fórmula de Manning (tabla 8.3):

$$\frac{0.194}{D^2} = \frac{0.397 D^{2/3} (0.0025)^{1/2}}{0.01}$$

de la cual, $D = 0.417 \text{ m}$.

En la práctica, un diámetro comercial de 457 mm sería apropiado para todos los valores de D que han sido obtenidos. Para $D = 0.425 \text{ m}$, $V = 1.07 \text{ m/seg}$ y $R_c = 4 \times 10^5$; del diagrama universal de Moody: $f = 0.0182$. Esto indica que el tubo opera en la zona de transición.

Pérdidas locales

Fórmula general

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

pérdidas

del sitio donde se produjo la pérdida; la fórmula general de pérdida local es:

$$h = K \frac{V^2}{2g} \quad (8.11)$$

donde

- h pérdida de energía, en m;
- K coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida que se trate, del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo;
- $V^2/2g$ la carga de velocidad, aguas abajo, de la zona de alteración del flujo (salvo aclaración en contrario) en m.

En los siguientes incisos se presentan los valores del coeficiente K , de acuerdo con el tipo de perturbación.

t
s
a
x
..

Ad 5.4a

(Ver 5.7.1)

Pérdidas por entrada

El coeficiente depende de la forma de la entrada, como se muestra en las figs 3, 4, 5 y 6

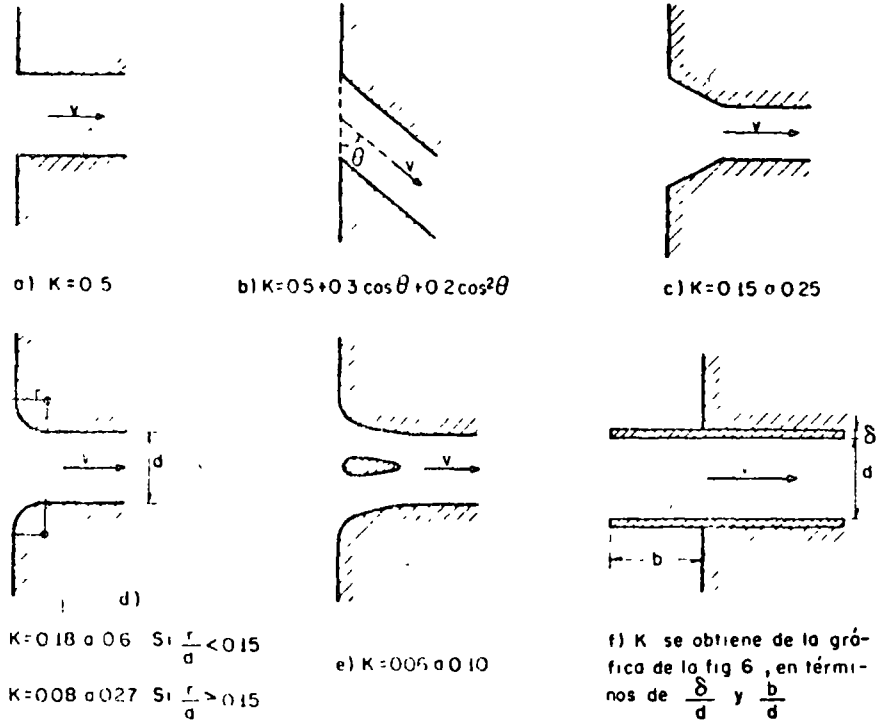


Fig 3

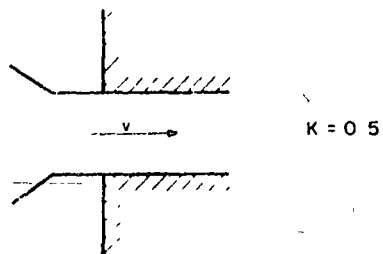


Fig 4

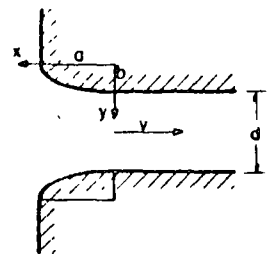


Fig 5

Ad 5.4b

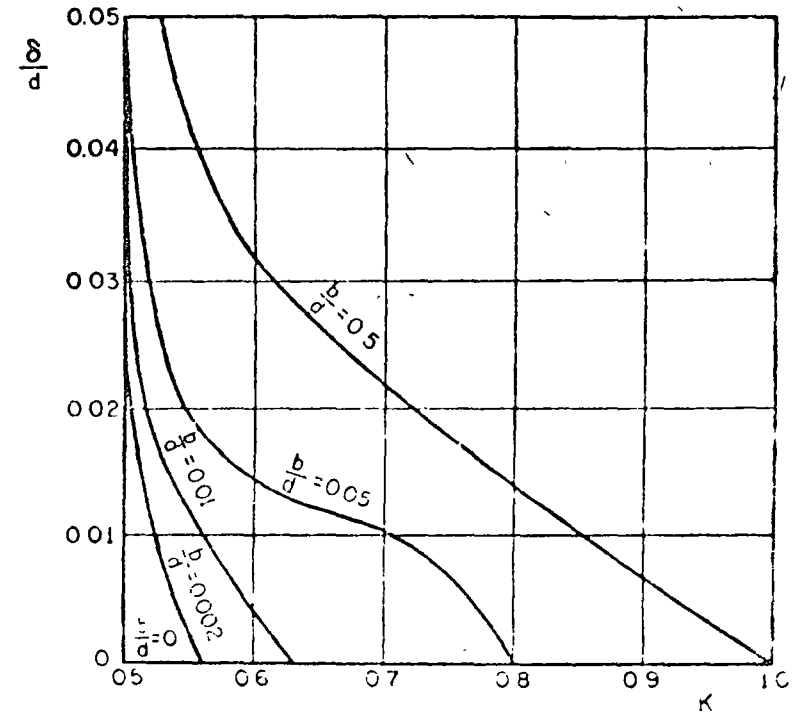


Fig 6

La entrada elíptica es la que produce el mínimo de pérdidas (fig 5)

Si el conducto es de sección circular, la ecuación de la elipse de entrada es

$$\frac{x^2}{(0.5 d)^2} + \frac{y^2}{(0.15 d)^2} = 1$$

El coeficiente de pérdida oscila entre 0.04 y 0.10.

Si el conducto es de sección rectangular

$$\frac{x^2}{H^2} + \frac{y^2}{(0.33 H)^2} = 1$$

en que H es la altura vertical del conducto para definir la forma del perfil superior e inferior, y el ancho horizontal para definir la forma de las entradas laterales.

El coeficiente de pérdida oscila entre 0.07 y 0.2

Perdida por rejilla

La formula de Kirschmer es.

$$h_R = K_R \left(\frac{s}{b}\right)^{\frac{4}{3}} \text{sen } \alpha \frac{v_0^2}{2g}$$

En la fig 7 se muestran las acotaciones respectivas y K_R , un coeficiente que depende de la forma de la reja. v_0 es la velocidad frente a las rejillas como si estas no existieran

Para flujo esviado, la fórmula de Mosonyi es.

$$h_{R'} = \beta h_R$$

Los valores de β pueden obtenerse de la fig 8 en términos del coeficiente s/b y del ángulo δ .

Para rejillas completamente sumergidas, la fórmula de Creager es

$$h_R = K_R \frac{v^2}{2g}$$

en que

$$K_R = 1.45 - 0.45 \left(\frac{a_n}{a_g}\right) - \left(\frac{a_n}{a_g}\right)^2$$

a_g área bruta de la estructura de rejillas

a_n área neta de paso entre rejillas

v velocidad neta a través de rejillas

Forma						
K_R	2.42	1.63	1.67	1.07	0.92	0.76
						1.79

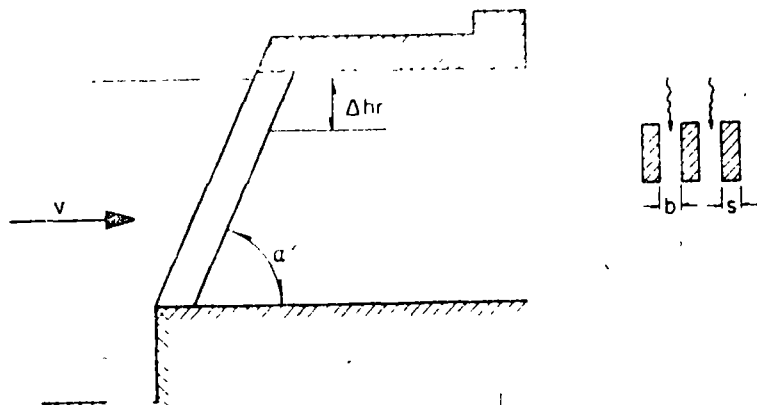


Fig 7 Coeficiente K_R aplicables a la formula de Kirschmer de acuerdo con la forma de las barras

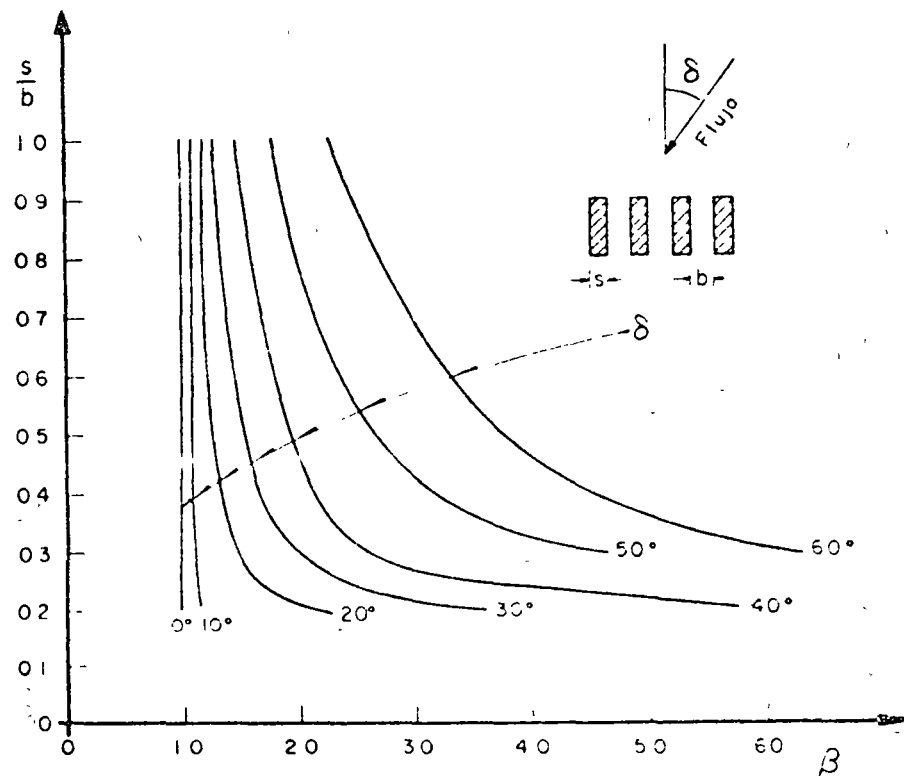


Fig 8 Valores de β para flujo esviado, según Mosonyi

Ad 5.6a

(Ver 5.7.3)

Pérdida por ampliación

Se usa la fórmula

$$h_a = K_a \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = K_a \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

donde K_a depende del ángulo θ del difusor como se muestra en la fig 9, que incluye los resultados de Gibson. Para ampliaciones bruscas se usa la misma fórmula con $K_a = 1$

Con el objeto de evitar separaciones y cavitación, según el *Bureau of Reclamation* el ángulo θ del difusor debe ser

$$\tan \frac{\theta}{2} = \frac{\sqrt{gd}}{2v} \quad \text{para } \theta < 20^\circ$$

en que

$$d = \frac{d_1 + d_2}{2} \quad \text{y} \quad v = \frac{v_1 + v_2}{2}$$

Segun Hutarew, el ángulo θ óptimo depende del número de Reynolds, como se muestra en la fig 10.

Para calcular la pérdida por fricción en la ampliación, úsese la fórmula

$$h_f = \frac{f}{8 \sin \frac{\theta}{2}} \frac{n^2 - 1}{n^2} + \sin \theta \left(\frac{n-1}{n} \right)^2$$

en que $n = A_2/A_1$ y f es el coeficiente de fricción de Darcy.

Ad 5.6b

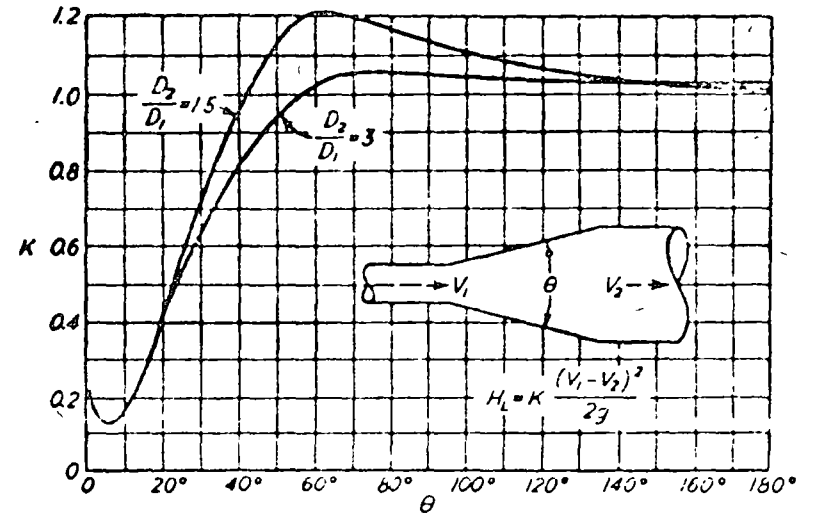


Fig 9 Coeficientes de pérdida para ampliaciones graduales

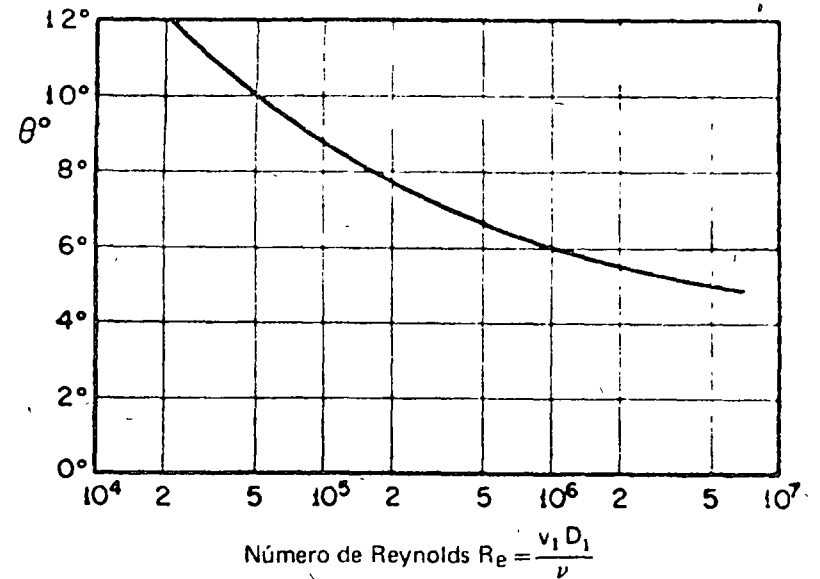


Fig 10 Ángulo del difusor en función del número de Reynolds

Pérdida por reducción

Se calcula con la fórmula

$$h_r = K_r \frac{v_2^2}{2g}$$

Si la reducción es gradual, el coeficiente K_r depende del ángulo θ con que esta se produzca, de acuerdo con la tabla de Kisieliev.

θ	4 a 5°	7°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	60°	75°	80°
K_r	0.06	0.16	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.30	0.32	0.34	0.35

Según el *Bureau of Reclamation* el ángulo de reducción no debe exceder a un valor especificado con el objeto de evitar pérdidas grandes (fig 11). Dicho ángulo vale

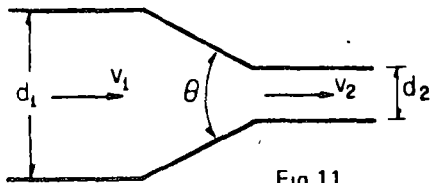


Fig 11

$$\tan \theta = \sqrt{\frac{gd}{v}}$$

en que $d = \frac{d_1 + d_2}{2}$; $v = \frac{v_1 + v_2}{2}$

y en este caso $K_r = 0.1$

La pérdida de carga por fricción es

$$K_f = \frac{f}{8 \sin \frac{\theta}{2}} \frac{n^2 - 1}{n^2}$$

en que $n = A_2/A_1$, y f el coeficiente de Darcy.

Si la contracción es brusca, se usan los coeficientes de Weisbach, que aparecen por gráficas en la fig 12, donde aparece también la curva de Kisieliev que pretende dar los valores medios de todos los autores que han estudiado el problema.

En el caso de que la contracción brusca contenga un diafragma como en la fig 14, la pérdida de carga vale

$$h_c = \left(\frac{A_1}{\mu A_0} - 1 \right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = K_d \frac{v_2^2}{2g}$$

en que

$$\mu = 0.63 + 0.37 \left(\frac{A_0}{A_1} \right)^3$$

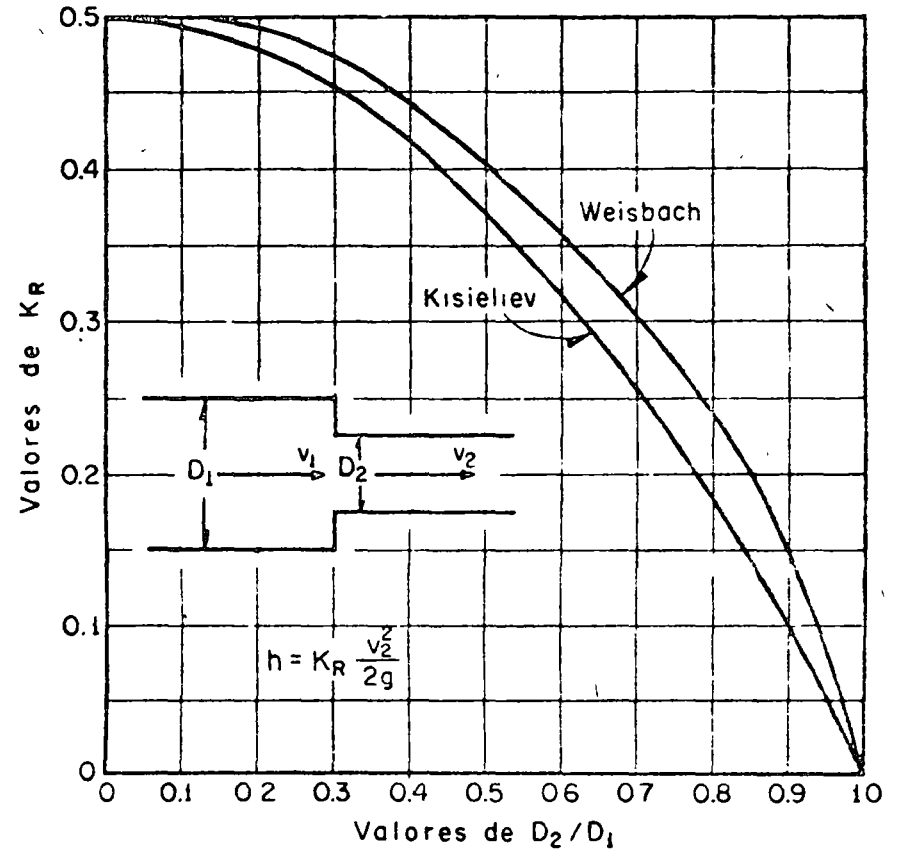


Fig 12 Pérdida de carga en una contracción brusca

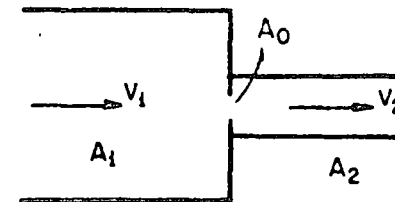


Fig 13

Si $A_1 = A_2$ y el diafragma tiene cantos afilados

$\frac{A_0}{A_1}$	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
K_d	1.070	0.226	0.478	0.175	0.078	0.0376	0.0179	0.0080	0.0029	0.0009	0

Si $A_1 = A_2$

$$h = \left(\frac{A_2}{\mu A_0} - 1 \right) \frac{v_2^2}{2g} = K_r \frac{v_2^2}{2g}$$

$\frac{A_2}{A_1}$	1	1.25	1.5	2	3	5	10
K_r	0.44	1.17	2.25	5.44	16	53.7	245.5

Si $A_0 < 0.1 A_1$

$\frac{A_0}{A_2}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
K_r	231.7	51	19.78	9.61	5.26	3.03	1.88	1.17	0.73	0.48

Si $A_0 \geq 0.1 A_1$ y cantos afilados en el diafragma

$\frac{A_0}{A_1}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
K_r	0.63	0.64	0.65	0.67	0.69	0.72	0.77	0.85	0.92	1

y se usa la fórmula general para diafragmas

Pérdida por cambio de dirección

Si el cambio de dirección es gradual con una curva circular de radio medio R y rugosidad absoluta ϵ , se puede usar la gráfica de la fig 15 a), debida a Hoffmann para calcular la pérdida de carga de una curva a 90°, y que toma en cuenta la pérdida por fricción en la curva:

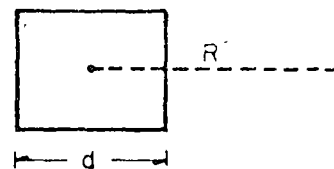
$$h = K \frac{v^2}{2g}$$

Si la curva tiene un ángulo diferente de 90° se usa la grafica de la fig 15 b) de Waseliewsky, la cual vale solo para tubos lisos.

Para $\theta > 90^\circ$ se pueden multiplicar los coeficientes obtenidos de la gráfica de Hoffmann por la relación:

$$\theta/90^\circ$$

Para tubos rectangulares se usa la fórmula de Abramovich, fig 14



$$h = K \frac{v^4}{2g}$$

en que $K = 0.73 ab$

Fig 14

en que a y b son coeficientes que dependen de R/d y de θ , respectivamente, como sigue.

$\frac{R}{d}$	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	7	8	9	10
a	0.32	0.241	0.21	0.18	0.165	0.14	0.125	0.112	0.105	0.098	0.094	0.09

θ°	0	20	40	60	80	100	120	140	160
b	0	0.34	0.57	0.76	0.9	1.03	1.14	1.24	1.32

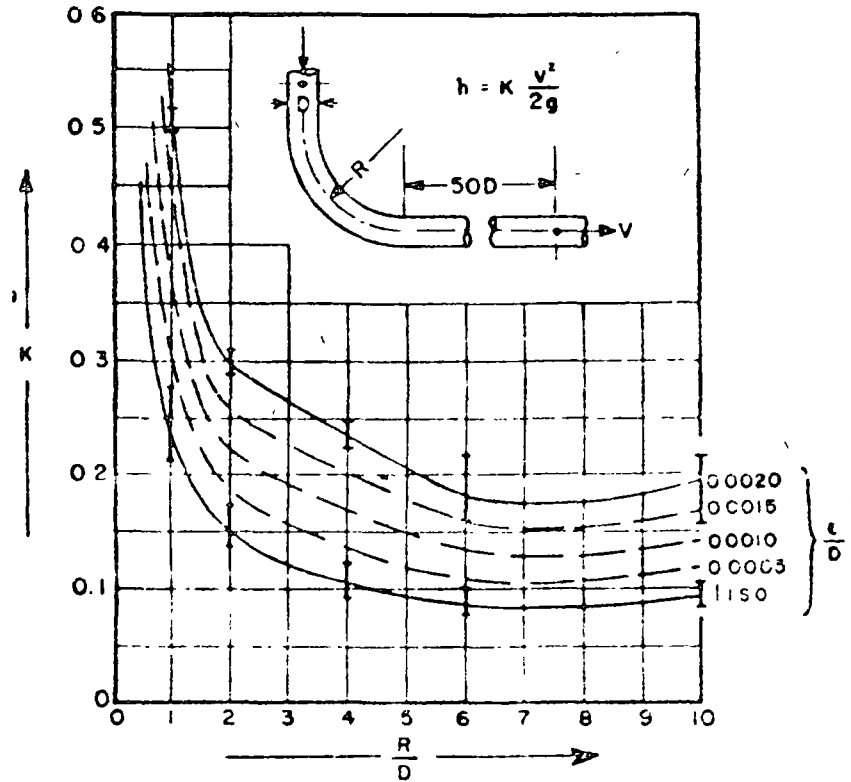
Todos estos resultados valen para curvas en conductos de gran diametro. Si se trata de codos en tuberías de diámetro chico, se pueden usar los resultados de la fig 16, de acuerdo con el diámetro del tubo.

Ad 5.8b

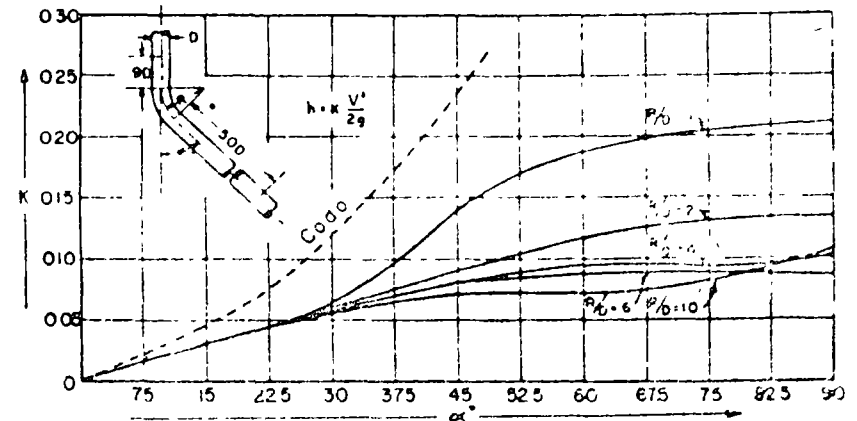
Si el cambio de dirección es brusco, el coeficiente de pérdida depende del número de Reynolds, R_e , como se muestra en las gráficas de la fig 17 de Kirchbach y Schubart para diferentes ángulos.

Si el cambio de dirección es a base de pequeños tramos rectos, los coeficientes de pérdida son como se muestra en la fig 18, que condensa los resultados de diferentes investigadores, para tubos lisos y rugosos.

Ad 5.8c

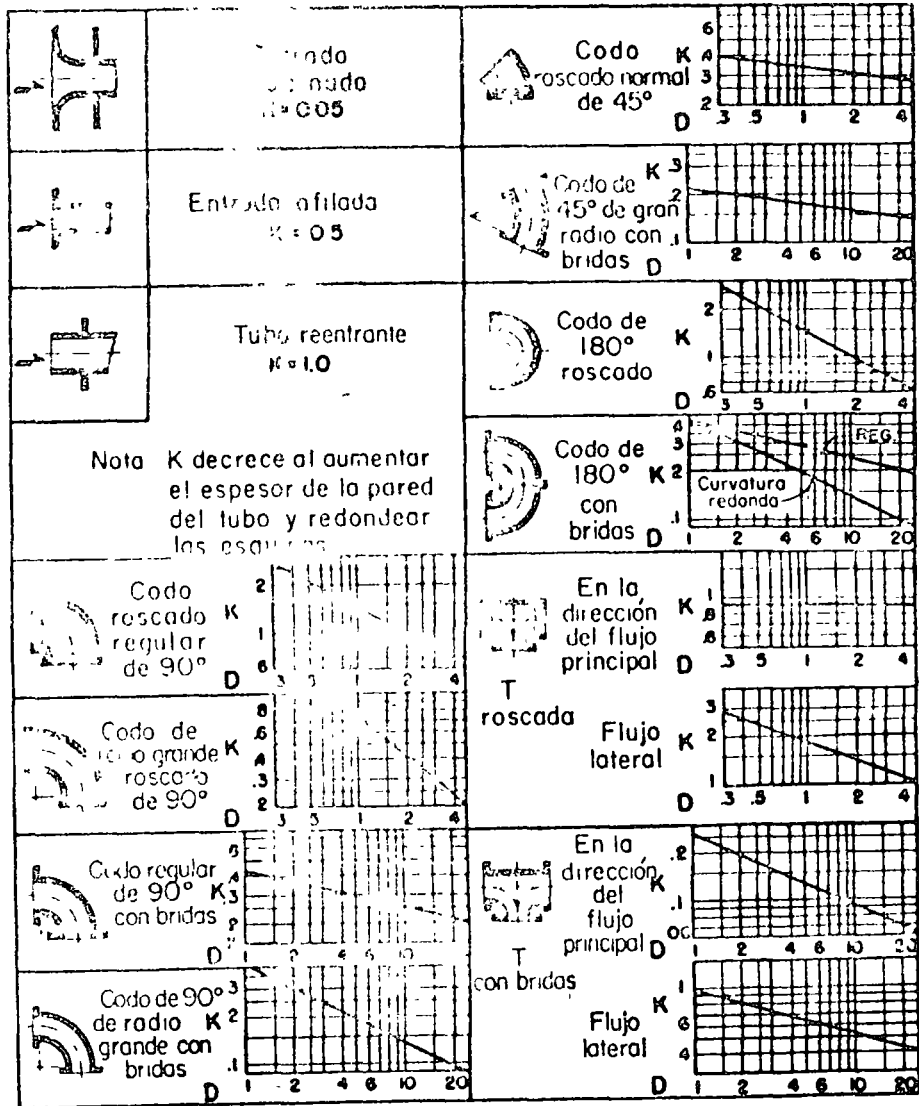


a) Coeficientes de pérdida para curvas de 90° y diámetro constante



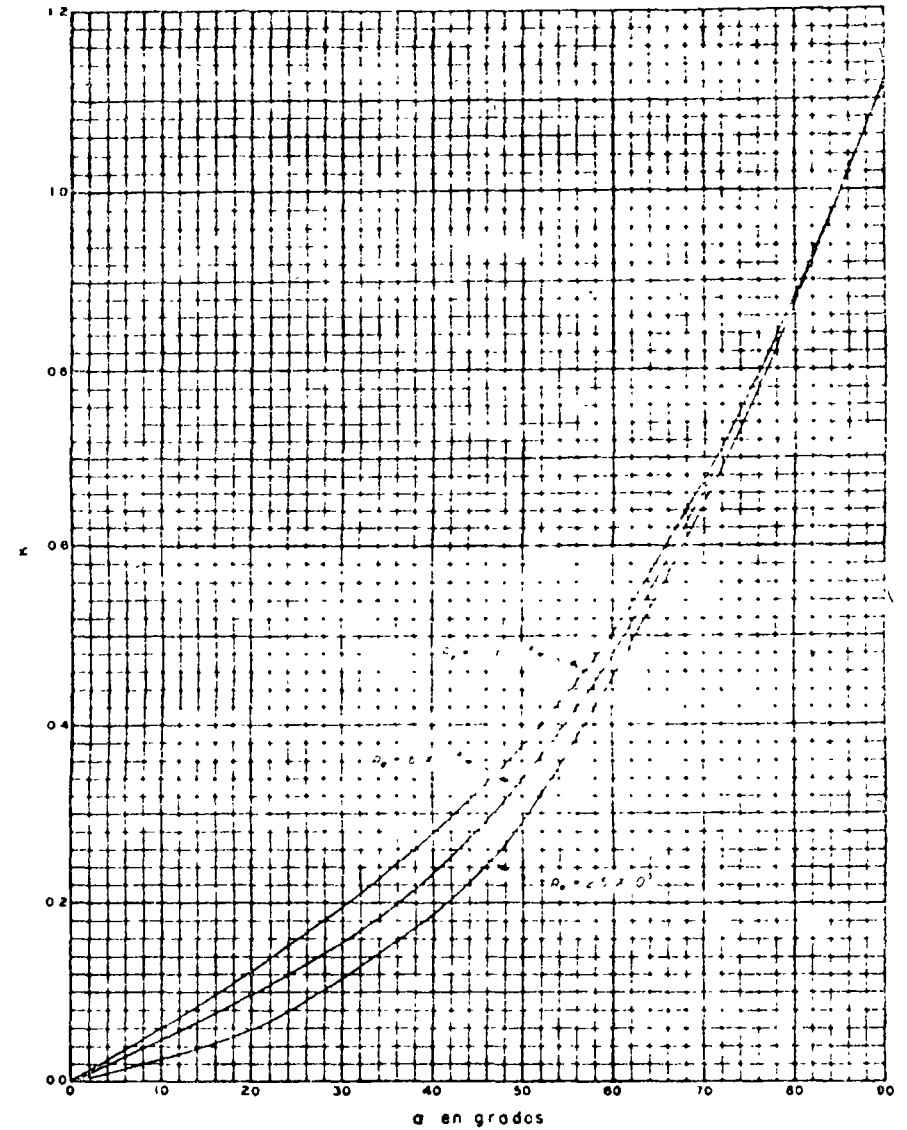
b) Coeficientes de pérdida en curvas de diámetro constante con superficie lisa y número de Reynolds de 2.25×10^3

Fig 15



$$h = K \frac{v^2}{2g} \text{ Pérdida de carga en m}$$

Fig 16 Coeficientes de pérdida para válvulas y uniones



ECUACION BASICA

$$K = \frac{h}{v^2/2g}$$

donde K = Coeficiente de pérdidas por codo
 h_c = Carga perdida en el codo



CODOS

Fig 17 Coeficiente de pérdidas por codos, K

* Valor óptimo de α , interpolado			

K_s = Coeficiente de pérdida para una superficie lisa
 K_f = Coeficiente de pérdida para una superficie rugosa, $\frac{e}{D} = 0.0022$

Fig 18 Coeficiente de pérdida para curvas compuestas y número de Reynolds de 2.25×10^5

Pérdida por válvulas

Los coeficientes de pérdida por válvulas varían de acuerdo con el tipo y deben ser proporcionados por los fabricantes para distintas posiciones. A falta de estos datos, se pueden utilizar los valores medios que se indican.

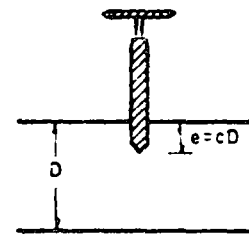


Fig 33 Guillotina

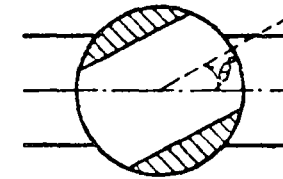


Fig 34 Estérica

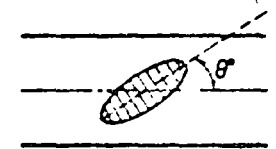


Fig 35 Mariposa

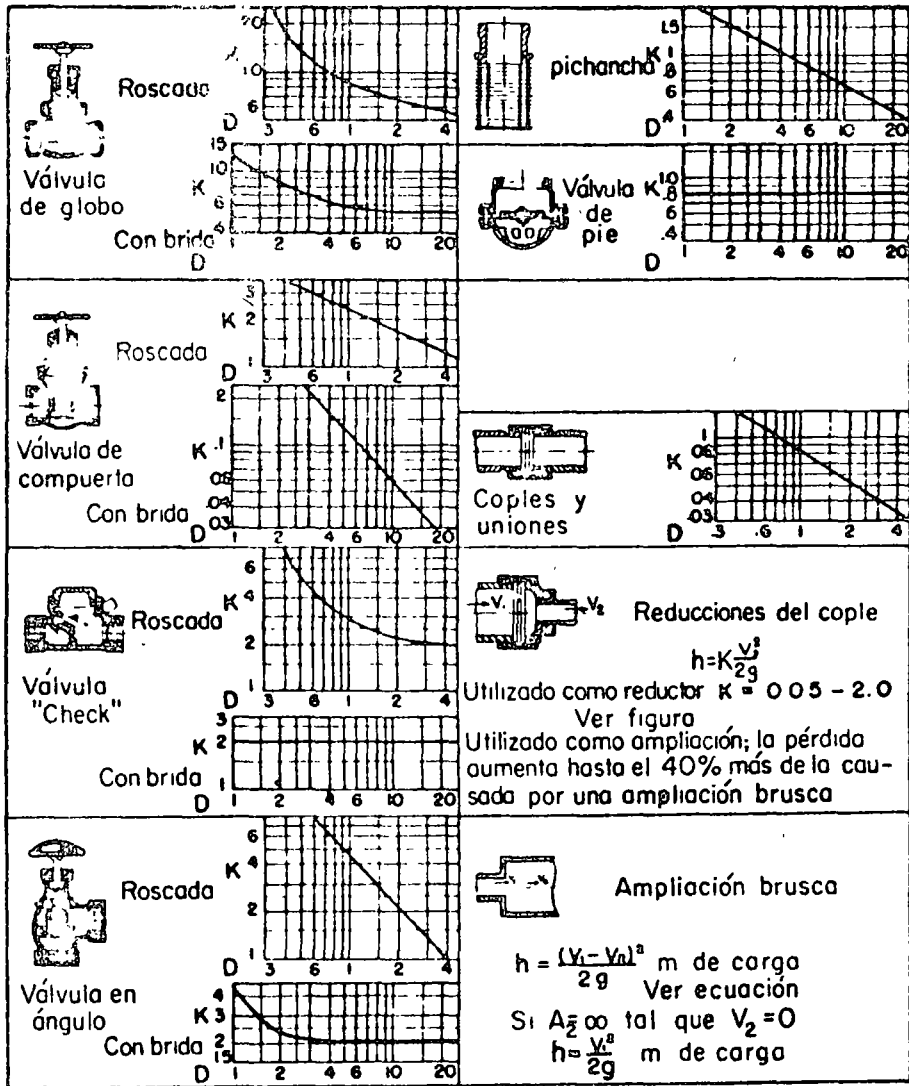
Para válvulas de guillotina (fig 33), los coeficientes de pérdida, así como la relación del área abierta al área total del conducto, varía como sigue (para $D = 50$ mm)

C	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8	31/32
K_v	0.07	0.26	0.81	2.06	5.52	17	97.8	159
$\frac{A}{A_0}$	0.948	0.856	0.74	0.609	0.466	0.315	0.159	—

Si la válvula de guillotina es de diámetro inferior o mayor de 50 mm, úsense las tablas siguientes para encontrar el coeficiente de pérdida

D mm	VALORES DE C											
	0.95	0.9	0.8	0.75	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.25	0.2	0
25	—	—	—	32	—	—	41	—	—	0.23	—	0.23
100	—	—	—	16	—	—	2.6	—	—	0.14	—	0.14
150	850	215	47	—	16	7	3.3	1.7	1.05	—	0.68	—
300	680	165	35	—	12	5.5	2.7	1.3	0.65	—	0.29	—
900	—	—	28	—	9	4	1.8	—	—	—	—	—

Para válvula totalmente abierta úsense las tablas y gráficas del Hydraulic Institute de la fig 36.



$h = K \frac{V^2}{2g}$ en m de fluido

Fig 36 Coeficientes de pérdida para válvulas y uniones

Para válvulas esféricas (fig 34), K_v depende del ángulo de abertura θ co sigue:

θ°	5	10	15	20	25	30	35	40
K_v	0.24	0.52	0.9	1.54	2.51	3.91	6.22	10.8
$\frac{A}{A_0}$	0.913	0.826	0.741	0.658	0.577	0.500	0.426	0.357
	45	50	55	60	65	70	90	
	18.7	32.6	58.8	118	256	751	∞	
	0.293	0.23	0.181	0.124	0.094	0.06	0	

Para válvulas de globo totalmente abiertas, véase fig 36.

Para válvulas de mariposa o lenteja (fig 35), K_v vale

θ°	5	10	15	20	25	30	35	40
K_v	0.05	0.20	0.75	1.56	3.10	5.17	9.63	17.3
$\frac{A}{A_0}$	0.926	0.85	0.772	0.692	0.613	0.535	0.458	0.385
	45	50	55	60	65	82		
	31.2	52.6	106	203	486	∞		
	0.315	0.25	0.19	0.137	0.091	0		

Si la válvula de mariposa está completamente abierta, el coeficiente de pérdida vale aproximadamente

$K_v = \frac{t}{d} = \frac{\text{espesor de la hoja}}{\text{diámetro}}$

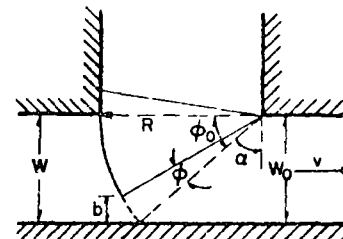


Fig 37

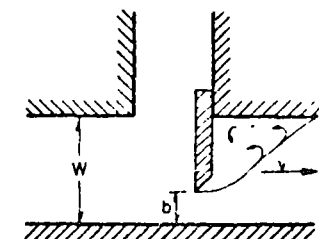


Fig 38

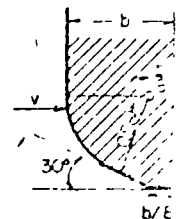


Fig 39

En el caso de que se utilice una compuerta de sector (fig 37) para controlar la descarga en una conducción a presión, el coeficiente de pérdida, según Abeljew, vale

$$K_v = 0.3 + 1.3 \left(\frac{1}{n} - n \right)^2$$

en que

$$n = \frac{\phi}{\phi_0} \quad \text{con} \quad \frac{n}{W} = 1 - \frac{\cos(\alpha + \phi)}{\cos \alpha} \quad \text{y} \quad R = \frac{w_0}{\cos \alpha}$$

y que aparece tabulado a continuación

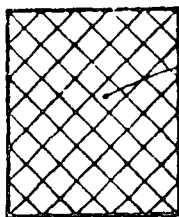
$\frac{\phi}{\phi_0}$	0.10	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95	1.00
$\frac{b}{w}$	0.07	0.15	0.24	0.34	0.43	0.54	0.65	0.77	0.88	0.94	1.00
K_v	128	30.2	12.2	6.03	3.23	1.79	0.99	0.56	0.36	0.31	0.30

Si se utilizan compuertas deslizantes como la mostrada en la fig 38, el coeficiente de pérdida depende no solo de la relación de abertura b/w , sino también de la forma del labio inferior de la compuerta. El coeficiente de pérdida vale

$\frac{b}{w}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
K_c canto afilado	186.5	44.1	17.8	8.68	4.57	2.43	1.31	0.68	0.38	0.3
K_c canto redondo	—	23.2	10.8	4.95	2.7	1.48	0.96	0.58	0.36	0.24



Para una válvula de pie (fig 40) completamente abierta, el coeficiente de pérdida depende del diámetro



Pichancho

D, en m	0.04	0.05	0.07	0.10	0.15	0.20	0.3	0.5	0.75
K_v	12.9	10	8.5	7	6	5.2	3.7	2.5	1.6

Fig 40 Para calcular la pérdida de carga en la pichancho, el coeficiente vale

$$K_c = (0.675 \text{ a } 1.575) \left(\frac{A}{A_c} \right)^2$$

donde

A área del tubo

A_c área (sobre las perforaciones de la pichancho)

Para una válvula check (de retención) como se muestra en la fig 41,

completamente abierta, el coeficiente de pérdida depende del diámetro

D en m	0.05	0.075	0.10	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
K_v	18	11	8	6.5	5.5	4.5	3.5	3	2.5	0.8

y si la válvula de retención está parcialmente abierta:

δ°	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
K_v	90	62	42	30	20	14	9.5	6.6	4.6	3.2	2.3	1.7

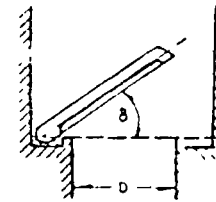


Fig 41 Válvula de retención

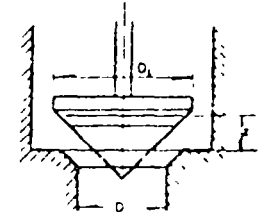


Fig 42 Válvula de alivio

Para válvulas de alivio como la mostrada en la fig 42, úsese la fórmula

$$K_v = 2.6 - 0.8 \frac{D}{z} + 0.14 \left(\frac{D}{z} \right)^2$$

y si la válvula es como la de la fig 43

$$K_v = 0.6 + 0.15 \left(\frac{d}{z} \right)^2$$

Para válvula de chorro hueco, ver fig 44, el gasto vale, según la firma Voith

$$Q = \frac{S}{S_{m\acute{a}x}} 2.8 D^2 \sqrt{H_n} \quad \text{en sistema M.K.S.}$$

en que $S_{m\acute{a}x} = 0.5 D$

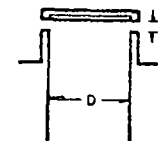


Fig 43

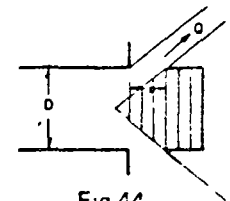
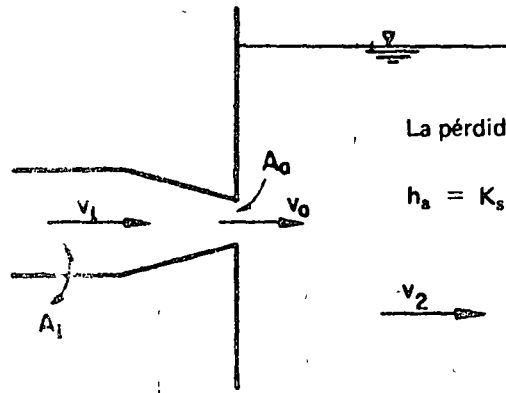


Fig 44

Perdida por salida



La pérdida vale

$$h_a = K_s \frac{(v_a - v_2)^2}{2g}$$

Fig 45

Intervalos en que fluctúan los coeficientes de las turbinas

Turbina	ϕ	C_v	k	β	C
Ruedas Pelton	0.43 a 0.47	0.95 a 0.98	0.80 a 0.95	170° a 176°	—
Francis	0.58 a 1.00 o más	—	—	hasta 160°	0.60 a 0.85
Hélices y Kaplan	1.0 a 2.0 o más	—	—	variable	> 1.0

$\frac{A_a}{A_1}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
K_s	0.83	0.84	0.85	0.87	0.88	0.9	0.92	0.94	0.965	1

Si la descarga es a la atmósfera

$$h_a = \frac{v_n^2}{2g} \text{ para } A_a = A_1$$

8 GOLPE DE ARIETE

8.1 Introducción

Para un flujo no establecido, las condiciones en un punto pueden cambiar con el tiempo. Lo contrario acontece en el flujo establecido.

En flujo uniforme la velocidad media en cualquier sección transversal es la misma para cualquier instante. En el no uniforme la velocidad varía a lo largo del conducto en cualquier instante dado. El término "flujo no establecido" es usado como sinónimo de golpe de ariete para indicar que las condiciones del flujo cambian con el tiempo. El transitorio se define como una situación de flujo no establecido cuando cambia de una situación de estado establecido a otra semejante.

El flujo oscilatorio establecido, periódico o pulsátil, se presenta cuando las condiciones del flujo se repiten idénticamente a cada intervalo de tiempo fijo llamado periodo de la oscilación.

La resonancia de un sistema de tuberías es un fenómeno que puede iniciarse muy gradualmente y que llega a constituir un flujo oscilatorio establecido en situaciones de fluido real (a menos que ocurra la falla). La resonancia puede tomar el periodo del sistema o, si se aplica una fuerza (tal como el pistón de una bomba), se desarrollará la resonancia tomando el periodo de la función excitadora, si este se aproxima al periodo fundamental o de un armónico del sistema.

La separación de la columna de líquido se refiere a la situación en una tubería en que se alcanza la presión de vaporización y se forma una cavidad llena de vapor, crece y colapsa en el interior de la tubería.

8.2 Teoría de la columna rígida

Se consideran válidas las siguientes hipótesis:

- El líquido dentro del tubo es incompresible.
- Las paredes del tubo son rígidas.
- Se desprecian las pérdidas de carga y la carga de velocidad, en comparación con los cambios de presión.
- En cualquier instante, la tubería permanece totalmente llena de líquido sin presentarse separación, y la presión mínima dentro del tubo es siempre mayor que la presión de vaporización.

- La distribución de velocidades en cualquier sección del conducto es uniforme.
- La presión es también uniforme y corresponde a la del centro de gravedad de la sección.
- El tramo de tubería en que se aplica la teoría posee un diámetro constante.
- El nivel en el embalse alimentador permanece constante durante el tiempo que dura el fenómeno.

Con referencia a la fig C 8 1 se empleará la siguiente nomenclatura:

A	área de la sección del conducto, en m ²
A _G	área libre en el órgano de cierre para un instante cualquiera, en m ²
A _G '	área final libre en el órgano de cierre para t = t _c , en m ²
(A _G) ₀	área inicial libre en el órgano de cierre, para t = 0, en m ²
D	diámetro del conducto, en m
g	aceleración de la gravedad, en m/seg ²
H = p/γ	carga de presión en el tubo, en m
H ₀ = p ₀ /γ	carga de presión en el conducto cuando el flujo es establecido, medida a partir de un plano horizontal de comparación cualquiera, en m
L	longitud del conducto, en m
p	presión en el tubo, en kg/m ²
Q	gasto en el conducto, en m ³ /seg
t	tiempo, en seg
t _c	tiempo de duración de la maniobra de la válvula, en seg
V ₀	velocidad en el conducto para el flujo permanente, en m/seg
V	velocidad en el conducto en m/seg
γ	peso específico del agua, en kg/m ³
ΔV = V ₀ - V	cambio total de la velocidad por efecto de la maniobra, en m/seg
(ΔH) _{máx}	incremento o decremento máximo de carga medido desde la línea de presiones en flujo permanente.

Para tuberías que satisfacen las condiciones $L/73 < t_c$ y $H_0/V_0 \leq 50$, el incremento máximo de carga en el instante $t = t_c$, para una maniobra de cierre o apertura total o parcial, es

$$\frac{(\Delta H)_{\text{máx}}}{H_0} = \frac{1}{2} \left(\frac{L \Delta V}{g t_c H_0} \right)^2 \pm \sqrt{\frac{1}{4} \left(\frac{L \Delta V}{g t_c H_0} \right)^4 + \left(\frac{L \Delta V}{g t_c H_0} \right)^2}$$

donde se usa el signo positivo para un cierre y el negativo para una apertura. En Ad 8.1 se presentan las gráficas de esta ecuación.

Comentarios

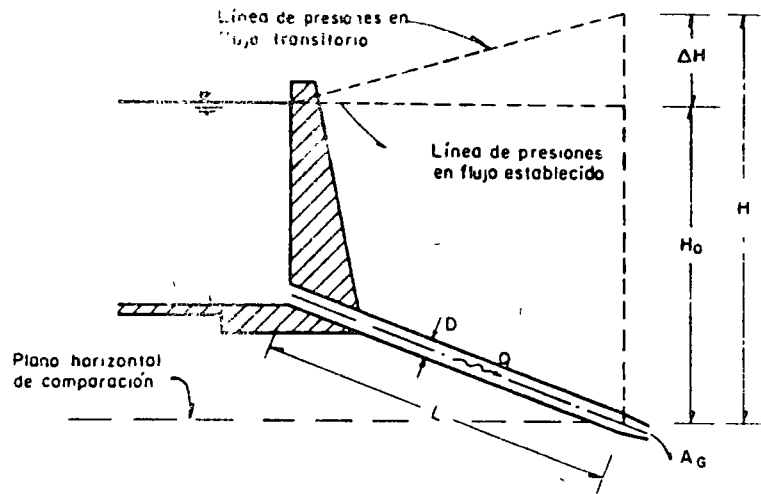


Fig C.8.1

8.3 Teoría de la columna elástica

Se consideran válidas las mismas hipótesis de la teoría de la columna rígida, con excepción de las tres primeras, de la última y la adición de una cuarta.

- a) El líquido es compresible y se cumple que $\partial \rho / \partial t \neq 0$ y $\partial \rho / \partial x \cong 0$
- b) El conducto se deforma por efecto de la onda de presión, la cual adquiere una celeridad a dentro del mismo
- c) Para la inclusión de las pérdidas de carga, se considera que el flujo es turbulento.

Además de la nomenclatura indicada en 8.2 y con referencia a la fig C.8.2, se agrega la siguiente:

- a celeridad de la onda de presión, en m/seg
- f coeficiente de fricción en la fórmula de Darcy-Weisbach
- H carga en m de columna de agua en la sección x, en el instante t, medida desde el nivel del obturador
- Q gasto en m³/seg en la sección x, en el instante t
- T tiempo en seg necesario para que la onda de presión viaje de la válvula al recipiente o viceversa
- V velocidad del líquido, en m/seg, en la sección x, en el instante t, es positiva si tiene la dirección positiva de la coordenada x
- x distancia en m desde la entrada de la tubería a una sección cualquiera

Comentarios

- z_x desnivel en m entre un plano horizontal de comparación cualquiera y esa sección
- α ángulo de inclinación del eje de la tubería en la sección x respecto de la horizontal
- (ΔH) incremento de la carga de presión en la sección x, en el instante t.

Las ecuaciones diferenciales del golpe de ariete (ref 8.8) son las siguientes

$$g \frac{\partial H}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{fV|V|}{2D} = 0 \quad (C 8.2.1)$$

$$\frac{a^2}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} + V \sin \alpha = 0 \quad (C 8.2.2)$$

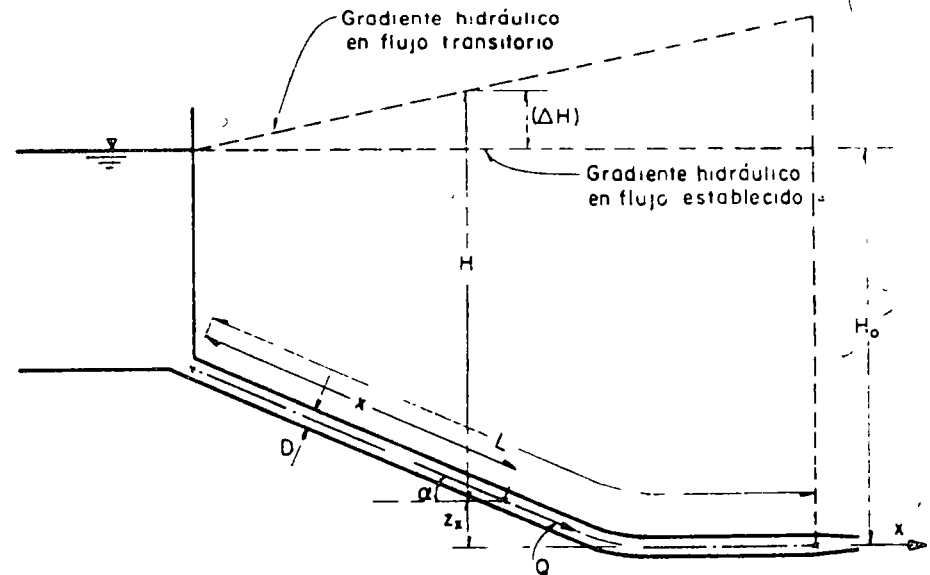


Fig C.8.2

8.4 Celeridad de las ondas de presión

8.4.1 Ecuación general

La celeridad de las ondas de presión en un conducto sencillo, descubierto y poco deformable está dada por la expresión

$$a = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{1}{E_w} + \frac{k}{E_t} \frac{D}{e}\right) \frac{\gamma}{g}}}$$

donde

- a celeridad de las ondas de presión, en m/seg
- E_t módulo de elasticidad del material con que está construido el tubo, en kg/m²
- E_w módulo de elasticidad del líquido, en kg/m²
- e espesor de las paredes del tubo, en m
- k coeficiente que depende del tipo de apoyo del tubo

8.4.2 Tuberías de pared delgada

De acuerdo con el tipo de soporte de la tubería, los valores de k de la ecuación general son

- $k = 5/4 - n$ para un tubo soportado en el extremo superior de entrada y sin juntas de expansión
- $k = 1 - n^2$ a un tubo anclado contra movimiento axial en toda su longitud

$k = 1 - n/2$ para un tubo con juntas de expansión, sin existir cambios en su longitud

En que n representa el módulo de Poisson de la tubería. Se suele considerar que para el acero vale 0.3

8.4.3 Tuberías elásticas de pared gruesa

Considerando los mismos tipos de soporte que en las tuberías de pared delgada, los valores de k de la ecuación general son, respectivamente

$$k = \frac{2e}{D} (1 + n) + \frac{D}{D + e} \left(\frac{5}{4} - n\right)$$

$$k = \frac{2e}{D} (1 + n) + \frac{D(1 - n^2)}{D + e}$$

$$k = \frac{2e}{D} (1 + n) + \frac{D}{D + e}$$

8.4.4 Túneles circulares sin revestimiento

La celeridad en este caso vale

$$a = \frac{1}{\sqrt{\frac{\gamma}{g} \left[\frac{1}{E_w} + \frac{2}{E_r} (1 + n) \right]}}$$

donde E_r representa el módulo de elasticidad de la roca o del macizo de concreto en kg/m², y n su módulo de Poisson.

8.4.5 Galerías revestidas y con blindaje

Para una galería revestida de concreto con una camisa interior de acero (fig C.8.3), la celeridad en m/seg se puede calcular con la fórmula de Jaeger

$$a = \frac{1}{\sqrt{\frac{\gamma}{g} \left[\frac{1}{E_w} + \frac{2R_1}{E_s e} (1 - K) \right]}}$$

en que

$$K = \frac{R_1/e}{\frac{R_1}{e} + \frac{E_s}{E_c} \frac{R_2^2 - R_1^2}{2R_1 R_2} + \frac{E_s}{E_r} (1 + n)}$$

Comentarios

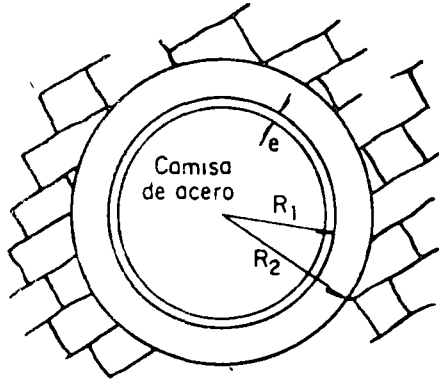


Fig C.8.3

en que

- E_c módulo de elasticidad del concreto, en kg/m^2
- E_r módulo de elasticidad de la roca, en kg/m^2
- E_s módulo de elasticidad de la camisa, en kg/m^2
- e espesor de la camisa de acero, en m
- n módulo de Poisson de la roca
- R_1 y R_2 radios interior y exterior del revestimiento de concreto, en m.

8.4.6 Tuberías metálicas con anillos de acero

Cuando una tubería metálica tiene costillas transversales de acero (fig C.8.4), según Arredi la celeridad se puede calcular con una tubería de espesor equivalente, el cual está dado por la ecuación

$$e_{eq} = \frac{e}{A}$$

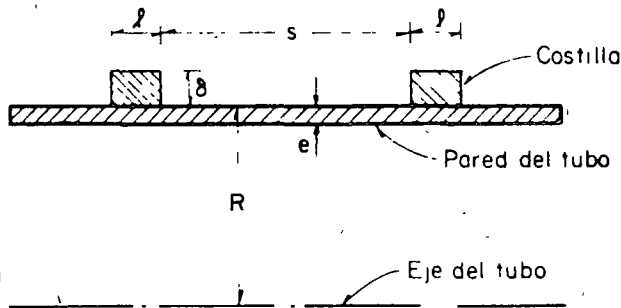


Fig C.8.4

donde e representa el espesor de la pared del tubo y A (sin dimensiones) está dada por la ecuación.

Comentarios

$$A = \frac{1}{1 + \frac{s}{l}} \frac{\kappa}{1 + \kappa} \left[1 + \frac{s}{l} \frac{1}{\kappa} (1 + \kappa - \mu) \right]$$

en que κ es un parámetro sin dimensiones que vale

$$\kappa = \frac{E}{E_1} \frac{e}{\delta} \left(1 + \mu \frac{s}{l} \right) \alpha$$

donde α no tiene dimensiones y es

$$\alpha = \frac{1 + \frac{\delta}{R} + \frac{1}{2} \frac{\delta^2}{R^2}}{1 + \frac{1}{2} \frac{\delta}{R}}$$

Un parámetro adicional (sin dimensiones) necesario para la solución es

$$\psi = \frac{\sqrt[4]{3(1-n^2)}}{2} \frac{s}{\sqrt{R e}}$$

μ depende del parámetro ψ como se muestra en

En estas ecuaciones

- E módulo de elasticidad de la pared del tubo, en kg/m^2
- E_1 módulo de elasticidad de las costillas, en kg/m^2
- e espesor de la pared del tubo, en m
- l ancho de la costilla, en m
- n módulo de Poisson (sin dimensiones) de las costillas
- R radio exterior de la tubería, en m
- s distancia libre entre las costillas, en m
- δ espesor de la costilla, en m

8.4.7 Tuberías de concreto armado

Se considera un tubo de acero equivalente con un espesor ficticio

$$e = e_c + \frac{e_r}{n}$$

donde

- e_c espesor del tubo real de concreto, en m
- e_r espesor de un tubo continuo de acero, con un espesor tal que dé un área equivalente al refuerzo de acero transversal, en m
- n relación del módulo de elasticidad del acero de refuerzo con el del concreto

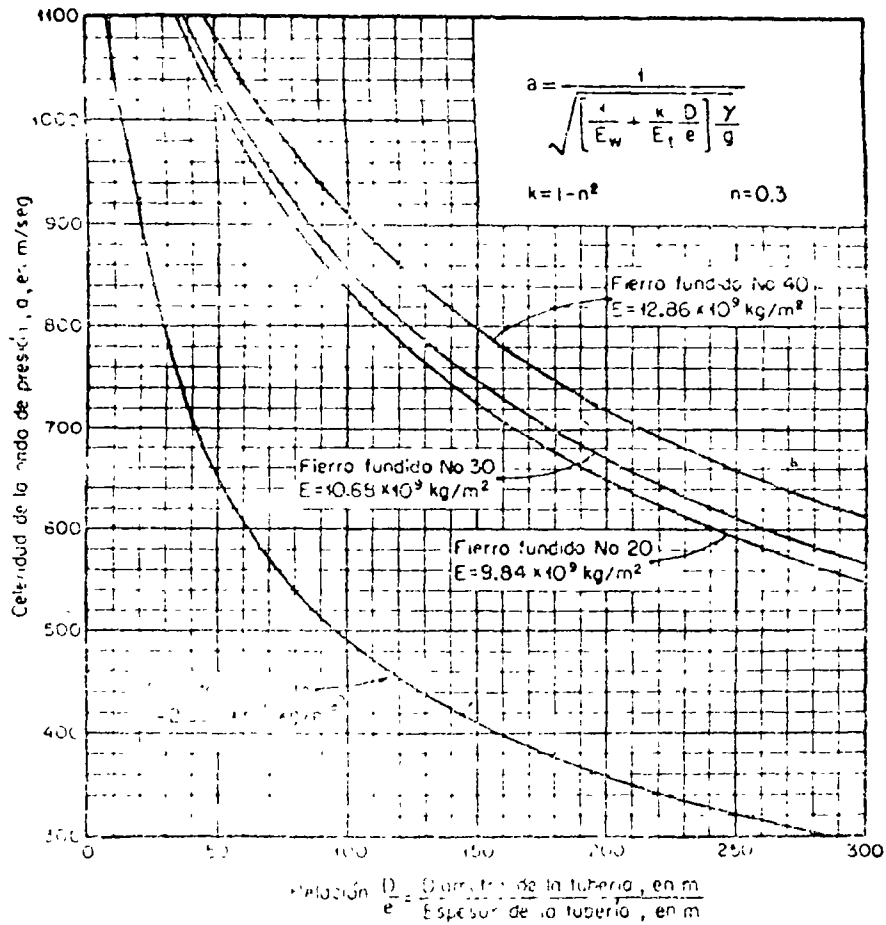


Fig 3 Celeridad de la onda de presión en una tubería al descubierto

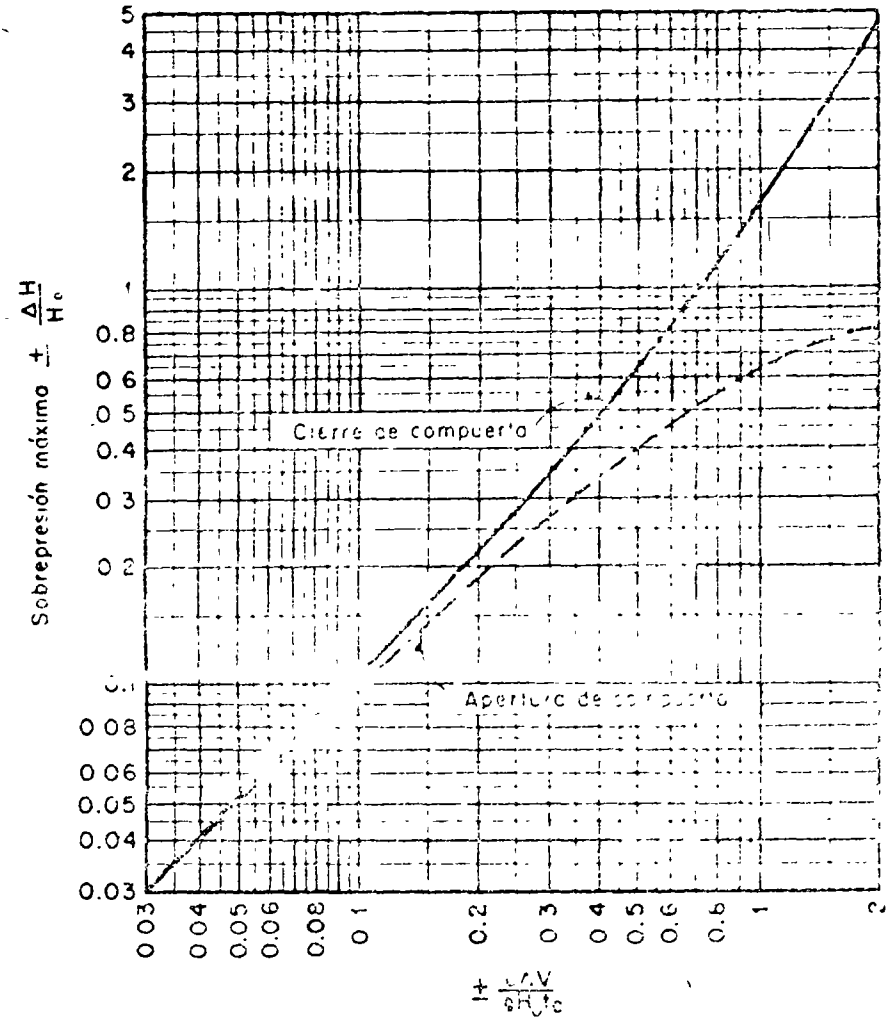


Fig 1 Golpe de arête para una maniobra brusca del obturador, según la teoría de la columna rígida

Celeridad de las ondas de presión

a) Ecuación general

El módulo volumétrico del agua y de elasticidad de los materiales más usuales se indican en la siguiente tabla

MATERIAL	E (kg/m ²)
agua	2.07 x 10 ⁹
acero	2.1 x 10 ¹⁰
hierro fundido	6 x 10 ⁹
aluminio	7.2 x 10 ⁹
cobre	13 x 10 ¹⁰
asbesto cemento	24 x 10 ⁹

Para el agua, se tiene:

$$\frac{\gamma}{g} = \frac{1000}{9.81} = 102 \text{ kg seg}^2/\text{m}^4$$

Si el tubo es de acero y el líquido circulante es agua, la ecuación general se simplifica a la siguiente:

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48 + 0.5 k \frac{D}{e}}}, \text{ en m/seg}$$

b) En la fig 2 se presentan las gráficas de la ecuación anterior para tuberías de acero con agua y los diferentes tipos de apoyo

En la fig 3 se presentan las gráficas de celeridad de la onda de presión para tubos sencillos, de cuñeros, de hierro fundido y de asbesto cemento, con agua, y anclado contra movimiento longitudinal en toda su longitud.

c) Tuberías metálicas con anillos de acero

Los parámetros adimensionales μ para las fórmulas de Arredi son como sigue:

ϕ	μ	ϕ	μ	ϕ	μ
0	1.0	0.7	0.979289	1.4	0.770247
0.1	0.999950	0.8	0.965391	1.5	0.725640
0.2	0.999667	0.9	0.946163	1.6	0.681278
0.3	0.999280	1.0	0.921119	1.7	0.638450
0.4	0.997732	1.1	0.890239	1.8	0.598106
0.5	0.994498	1.2	0.854045	1.9	0.560839
0.6	0.989667	1.3	0.813576	2.0	0.526924

d) Tuberías de concreto armado

Los valores de n varían entre los límites 9 y 15. Sin embargo, en estas tuberías se presentan invariablemente agrietamientos que hacen que n aumente hasta valores de 20.

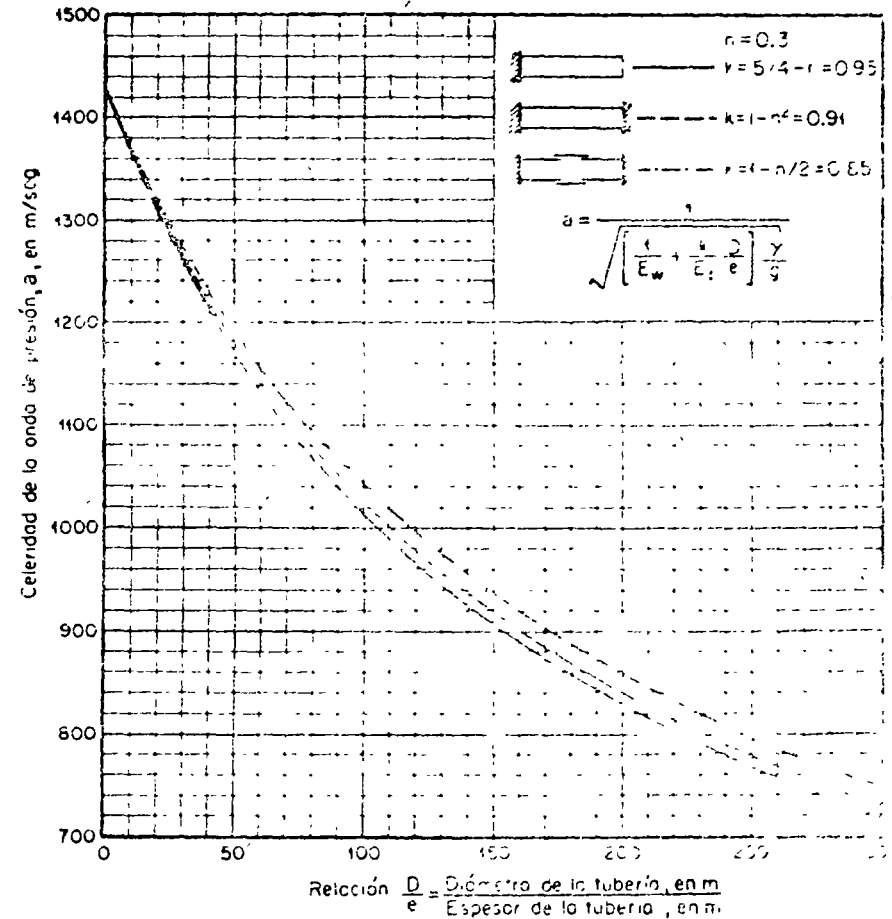


Fig 2 Celeridad de la onda de presión en una tubería de acero con agua

8.5 Método general de características

Las cuatro ecuaciones características son

$$\left. \begin{aligned} \frac{g}{a} \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} + \frac{g}{a} V \operatorname{sen} \alpha + \frac{fV|V|}{2D} = 0 \end{aligned} \right\} C^+ \quad (C.8.5.1)$$

$$\frac{dx}{dt} = V + a \quad (C.8.5.2)$$

$$\left. \begin{aligned} -\frac{g}{a} \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} - \frac{g}{a} V \operatorname{sen} \alpha + \frac{fV|V|}{2D} = 0 \end{aligned} \right\} C^- \quad (C.8.5.3)$$

$$\frac{dx}{dt} = V - a \quad (C.8.5.4)$$

La primera de las ecuaciones de cada grupo C^+ y C^- es válida solo si se satisface la segunda del mismo grupo.

Es conveniente visualizar la solución desarrollándola sobre un plano de las variables independientes, x, t . Puesto que a es generalmente constante para un tubo dado, el lugar geométrico de las ecs C.8.5.2 y C.8.5.4 son líneas curvas sobre el plano x, t (fig C.8.5) siempre que $V = V(x, t)$. Estas son las líneas "características" a lo largo de las cuales son válidas las ecs C.8.5.1 y C.8.5.3. El par de ecuaciones C^+ está asociado con la característica C^+ , y el par de ecuaciones C^- está asociado con la característica C^- .

Considerando conocidas las condiciones (V, H, x, t) en los puntos A y B de la fig C.8.5, las dos características C^+ y C^- que pasan por A y B se intersecan en el punto P donde las condiciones son desconocidas

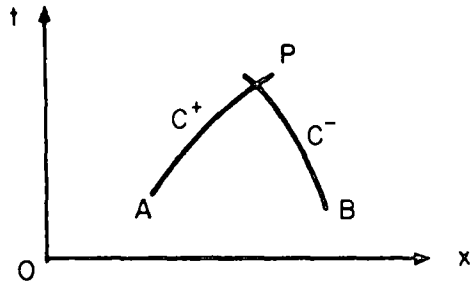


Fig C 8.5 Rectas características sobre un plano x, t

De acuerdo con la fig C.8.6, se considerará al tubo constituido por N tramos iguales de longitud Δx , donde solo se conocen inicialmente V y H en los extremos de cada tramo; las ecs C.8.5.1, C.8.5.2, C.8.5.3 y C.8.5.4, en la forma de diferencias finitas, son:

$$V_P - V_R + \frac{g}{a}(H_P - H_R) + \frac{g}{a} V_R \operatorname{sen} \alpha (t_P - t_R) + \frac{f}{2D} V_R |V_R| (t_P - t_R) = 0 \quad (C.8.5.5)$$

$$x_P - x_R = (V_R + a)(t_P - t_R) \quad (C.8.5.6)$$

$$V_P - V_S - \frac{g}{a}(H_P - H_S) - \frac{g}{a} V_S \operatorname{sen} \alpha (t_P - t_S) + \frac{f}{2D} V_S |V_S| (t_P - t_S) = 0 \quad (C.8.5.7)$$

$$x_P - x_S = (V_S + a)(t_P - t_R) \quad (C.8.5.8)$$

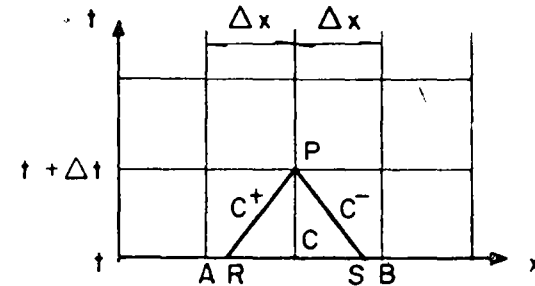


Fig C 8.6 Método de los intervalos de tiempo especificados

La solución del problema puede llevarse a cabo en las intersecciones de las líneas características solo sobre una región limitada, a menos que se tenga información en $x = 0$ y $x = L$ de algunas condiciones externas como función del tiempo (condiciones de frontera). Siendo el intervalo de tiempo utilizado Δt , y x y t conocidas en cada intersección de la malla del plano de características, las ecs C.8.5.5, C.8.5.6, C.8.5.7 y C.8.5.8 desarrolladas en la forma lineal de diferencias finitas y con interpolaciones lineales son

$$V_P = 0.5 \left[V_R + V_S + \frac{g}{a}(H_R - H_S) - \frac{g}{a} \Delta t \operatorname{sen} \alpha (V_R - V_S) - \frac{f \Delta t}{2D} (V_R |V_R| + V_S |V_S|) \right] \quad (C.8.5.9)$$

$$H_P = 0.5 \left[H_R + H_S + \frac{a}{g} (V_R - V_S) - \Delta t \operatorname{sen} \alpha (V_R + V_S) - \frac{a f \Delta t}{g 2D} (V_R |V_R| + V_S |V_S|) \right] \quad (C.8.5.10)$$

$$V_R = \frac{V_C - \frac{\Delta t}{\Delta x} a (V_C - V_A)}{1 + \frac{\Delta t}{\Delta x} (V_C - V_A)} \quad (C.8.5.11)$$

Comentarios

$$V_S = \frac{V_C - \frac{\Delta t}{\Delta x} a (V_C - V_B)}{1 - \frac{\Delta t}{\Delta x} (V_C - V_B)} \quad (\text{C.8.5.12})$$

$$H_R = H_C - \frac{\Delta t}{\Delta x} (V_R + a) (H_C - H_A) \quad (\text{C.8.5.13})$$

$$H_S = H_C + \frac{\Delta t}{\Delta x} (V_S - a) (H_C - H_B) \quad (\text{C.8.5.14})$$

En estas ecuaciones se consideran conocidas las condiciones A, B y C para calcular, con C.8.5.11 y C.8.5.12, las condiciones en R y S, y a partir de estas, las condiciones en P con las ecs C.8.5.9, C.8.5.10, C.8.5.13 y C.8.5.14.

8.6 Método simple de características

8.6.1 Procedimiento general

Las ecuaciones generales del golpe de ariete C.8.2.1 y C.8.2.2 se simplifican a la forma

$$g \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{f}{2D} V |V| = 0 \quad (\text{C.8.6.1})$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2 \partial V}{g \partial x} = 0 \quad (\text{C.8.6.2})$$

De este modo, las cuatro ecuaciones características equivalentes son

$$\left. \begin{aligned} \frac{g}{a} \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} + \frac{fV|V|}{2D} = 0 \\ \frac{dx}{dt} = +a \end{aligned} \right\} C^+ \quad (\text{C.8.6.3})$$

$$\frac{dx}{dt} = +a \quad (\text{C.8.6.4})$$

$$\left. \begin{aligned} -\frac{g}{a} \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} + \frac{fV|V|}{2D} = 0 \\ \frac{dx}{dt} = -a \end{aligned} \right\} C^- \quad (\text{C.8.6.5})$$

$$\frac{dx}{dt} = -a \quad (\text{C.8.6.6})$$

Comentarios

cuya solución en el plano de características tiene una explicación semejante a la antes indicada, incluyendo la solución por diferencias finitas, con la única salvedad de que las curvas características se convierten en rectas. Se consideran conocidas las condiciones (V, H, x, t) en los puntos A y B de la fig C.8.7. Las dos rectas características C^+ y C^- que pasan por A y B se intersecan en el punto P, donde se desconocen dichas condiciones. Usando la forma lineal de diferencias finitas entre los puntos P y A para las ecs C.8.6.3 y C.8.6.4 y entre P y B para las ecs C.8.6.5 y C.8.6.6 se obtiene

$$V_P - V_A + \frac{g}{a} (H_P - H_A) + \frac{f}{2D} V_A |V_A| (t_P - t_A) = 0 \quad (\text{C.8.6.7})$$

$$x_P - x_A = a (t_P - t_A) \quad (\text{C.8.6.8})$$

$$V_P - V_B - \frac{g}{a} (H_P - H_B) + \frac{f}{2D} V_B |V_B| (t_P - t_B) = 0 \quad (\text{C.8.6.9})$$

$$x_P - x_B = -a (t_P - t_B) \quad (\text{C.8.6.10})$$

Los subíndices sirven para definir la localización de las cantidades conocidas o desconocidas. Estas cuatro ecuaciones son suficientes para encontrar las cuatro incógnitas t_P, x_P, V_P y H_P y con ello obtener una solución si se eligen juiciosamente los puntos A y B.

Un tubo de longitud L se considera dividido en N tramos iguales de longitud $\Delta x = L/N$. Si se inicia con las condiciones conocidas de flujo establecido en $t = t_0$, entonces se conocen V y H en las N + 1 secciones. Si se especifica el intervalo de tiempo con la ayuda de las ecs C.8.6.8 y C.8.6.10, $\Delta T = \Delta x/a = t_P - t_A = t_P - t_B$, y las líneas características desde cada sección intersecan a otras secciones elegidas. Esto es, las líneas características desde A y B (fig C.8.7) se intersecan en P cuya coordenada es la misma que en C.

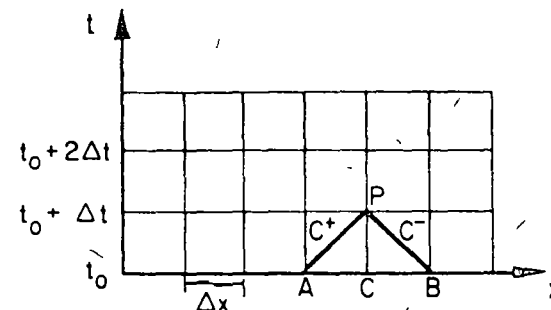


Fig C.8.7 Malla xt para resolver problemas de tuberías sencillas

Con este esquema, es posible el cálculo de la velocidad en cualquier sección interior i eliminando V_P y H_P de las ecs C 8.6.7 y C 8.6.9 resulta

$$V_{P_i} = 0.5 \left[V_{i-1} + V_{i+1} + \frac{g}{a}(H_{i-1} - H_{i+1}) - \frac{f\Delta t}{2D} (V_{i-1} | V_{i-1} | + V_{i+1} | V_{i+1} |) \right] \quad (C.8.6.11)$$

$$H_{P_i} = 0.5 \left[H_{i-1} + H_{i+1} + \frac{a}{g}(V_{i-1} - V_{i+1}) - \frac{a}{g} \frac{f\Delta t}{2D} (V_{i-1} | V_{i-1} | - V_{i+1} | V_{i+1} |) \right] \quad (C 8.6.12)$$

La notación para los subíndices se muestra en la fig C.8.8. Estas dos últimas ecuaciones permiten el cálculo de puntos interiores de la malla si se conocen los valores de V y H en todas las secciones para el instante precedente, ambos como condiciones iniciales dadas o como el resultado de una etapa previa en el cálculo.

Un examen de la malla de la fig C 8.7 muestra que los puntos extremos del sistema empiezan a influir en los puntos interiores después de transcurrir el primer intervalo Δt . Por lo tanto, para completar la solución en cualquier instante, es necesario introducir las condiciones de frontera adecuadas

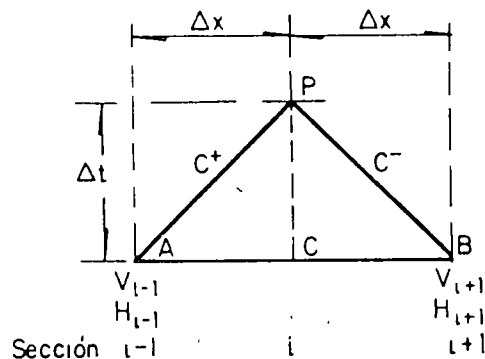


Fig C.8.8 Notación para el método de diferencias

8.6.2 Condiciones de frontera

En ambos extremos de un tubo sencillo, se dispone solo de una de las ecuaciones características C.8.6.7 ó C.8.6.9 en las incógnitas V_P y H_P . Para una frontera en el extremo izquierdo (fig C 8.9a), se mantiene la ec C 8.6.9, y para la frontera en el extremo derecho (fig C.8.9b), es válida la ec C.8.6.7. Es necesaria una ecuación auxiliar en cada caso, que especifique V_P y H_P o alguna relación entre ellas, de modo que se disponga de esas dos ecuaciones con las dos incógnitas. Se dan a continuación algunas condiciones de frontera prácticas

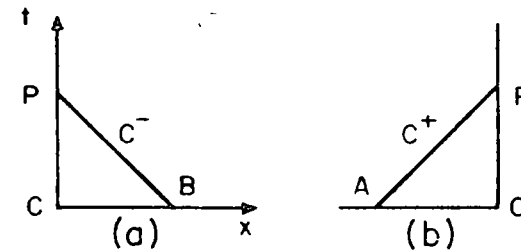


Fig C 8.9 Características en las fronteras

a) Tubo alimentado en el extremo izquierdo por un recipiente a nivel constante. La carga en P en cualquier instante permanece constante. Si la sección B coincide con la sección 1 y P con la O, se obtiene directamente de la ec C.8.6.9

$$V_{P_0} = V_1 + \frac{g}{a}(H_{0_0} - H_1) - \frac{f\Delta t}{2D} V_1 | V_1 |$$

Es conveniente expresar esta ecuación en una forma más sencilla para facilitar su manejo con condiciones de frontera más complicadas

$$V_{P_0} = C_1 + C_2 H_{P_0} \quad (C 8.6.13)$$

donde

$$C_1 = V_1 - \frac{g}{a} H_1 - \frac{f\Delta t}{2D} V_1 | V_1 |$$

es una variable en el procedimiento de cálculo, pero depende solo de los valores conocidos en el instante anterior. $C_2 = g/a$ es una constante para cualquier tubo dado

b) Tubo alimentado en el extremo izquierdo por un depósito cuyo nivel cambia de acuerdo con una función del tiempo conocida como dato del problema H_{P_0} se calcula en el instante requerido y se resuelve la ec C.8.6.13 para V_P

c) Tubo alimentado en el extremo izquierdo por una bomba cuya descarga varía como una función del tiempo conocida

El gasto Q se conoce para cada instante, V_{P_0} puede obtenerse; y con ella, H_{P_0} , a partir de la ec C 8.6.9

$$H_{P_0} = H_1 + \frac{a}{g}(V_{P_0} - V_1 + \frac{f\Delta t}{2D} V_1 | V_1 |) \quad (C 8.6.14)$$

Comentarios

d) Tubo alimentado en el extremo izquierdo por una bomba centrífuga para la que se conoce la curva característica carga-gasto

La curva característica de la bomba se puede usar en la solución con computadora almacenando los datos en forma tabular por puntos. Sin embargo, para evitar esta complicación, se puede suponer que la curva es de la forma

$$H_{P_0} = C_5 - C_6 V_{P_0}^2 \quad (\text{C.8.6.15})$$

donde C_5 y C_6 son constantes que se obtienen de la curva característica de la bomba. Esto da una relación analítica entre dos incógnitas que debe ser resuelta simultáneamente con la ec C.8.6.13. La solución es

$$V_{P_0} = \frac{1}{2 C_2 C_6} \left[-1 + \sqrt{1 + 4 C_2 C_6 (C_1 + C_2 C_5)} \right] \quad (\text{C.8.6.16})$$

con V_{P_0} conocida, H_{P_0} se puede obtener de las ecs C.8.6.13 ó C.8.6.15

e) Válvula en el extremo derecho de un tubo que descarga a la atmósfera. La válvula se trata como un orificio. Con el subíndice e se señalan las condiciones para el flujo establecido, es decir, las correspondientes al instante inicial en el caso de un cierre, o al final de la maniobra en el caso de una apertura. La ecuación para el orificio es

$$\frac{V_{P_N}}{V_e} = \tau \sqrt{\frac{H_{P_N}}{H_0}} \quad (\text{C.8.6.17})$$

donde el subíndice N indica la última sección N del tubo. $\tau = C_d \cdot A_G / (C_d A_G)_e$ recibe el nombre de "factor de cierre". En estas ecuaciones

A área de la sección transversal del tubo, en m^2

C_d coeficiente de gasto de la válvula

A_G área libre de la válvula, en m^2

Actualmente existen pocos datos de pruebas sobre el flujo a través de válvulas y compuertas parcialmente abiertas. Parmakian presenta las características de descarga para las válvulas más importantes. Para ello, calculó el área abierta de la compuerta normal al eje del tubo y con esta determinó el área efectiva de la compuerta multiplicando el área abierta por el coeficiente de descarga correspondiente a la abertura en particular.

Comentarios

La ec C.8.6.7 escrita en la forma

$$V_{P_N} = C_3 - C_2 H_{P_N} \quad (\text{C.8.6.18})$$

se resuelve simultáneamente con la ec C.8.6.17, donde

$$C_3 = V_A - \frac{f}{2D} V_A \left| V_A \right| \Delta t + C_2 H_A \quad (\text{C.8.6.19})$$

es una función de condiciones conocidas en la sección A, que coincide con la sección N - 1, y $C_2 = g/a$ es una constante.

Sustituyendo H_{P_N} tomada de la ec C.8.6.18 en la ec C.8.6.17, resulta finalmente

$$V_{P_N} = -\frac{C_4}{2} + \sqrt{\left(\frac{C_4}{2}\right)^2 + C_3 C_4} \quad (\text{C.8.6.20})$$

en que

$$C_4 = \frac{V_0^2 \tau^2}{C_2 H_0}$$

Entonces se calcula H_{P_N} mediante la ec C.8.6.17 o la C.8.6.18.

Para el análisis de un problema con maniobra de cierre total de la válvula, τ varía con el tiempo y vale 1 en el instante inicial con flujo establecido y se reduce a cero a medida que se cierra la válvula (fig C.8.10).

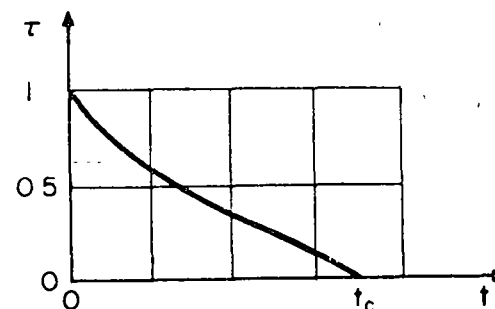


Fig C.8.10 Gráfica del factor de cierre de la válvula, $\tau - t$

f) Orificio en el extremo aguas abajo de un tubo. Se utilizan las mismas ecuaciones usadas para la válvula, con la única simplificación de que $\tau = 1$

g) Extremo muerto en la sección aguas abajo de un tubo. La tubería tiene en su sección final una tapa ciega $V_{P_N} = 0$ y H_{P_N} se obtiene directamente de las ecs C.8.6.7 ó C.8.6.9

8.6.3 Aplicaciones a tuberías sencillas

El procedimiento de cálculo en la solución de un problema con una tubería sencilla, que descarga desde un recipiente a través de una válvula en su extremo final (fig C 8.11), es como sigue

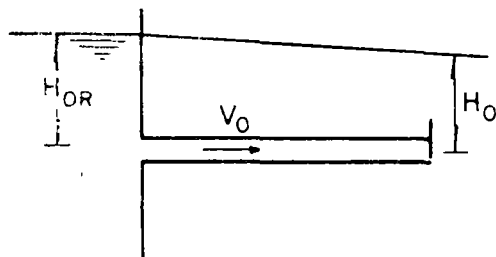


Fig C 8.11 Tubería sencilla

1. Se leen los valores de D, L, N, H_o, V_o, f y a (o los datos para calcular a) y, si no es posible en forma de ecuación, los datos tabulares para τ en términos del tiempo. También el tiempo $T_{m\acute{a}x}$ para el que se desea conocer el fenómeno
2. Se calculan los valores de V y H en flujo establecido, para cada sección i de las N secciones (V_i y H_i), para $\Delta t = L/(aN)$
3. Se dan instrucciones a la computadora para obtener los resultados de las cargas en forma de tabla y para que imprima los valores en flujo establecido de t, τ, V_i y H_i
4. Se incrementa el tiempo en Δt y se calcula en los puntos interiores desde V_{P1} a V_{PN-1} y desde H_{P1} a H_{PN-1} , determinando después los valores de frontera V_{Po}, H_{Po}, V_{PN} y H_{PN}
5. Se convierte $V_i = V_{Pi}, H_i = H_{Pi}$ para todas las secciones
6. Se transfiere regresando a la proposición de imprimir, incrementando el tiempo y verificando si $t_{m\acute{a}x}$ ha sido alcanzado. Si no, se continúa con el cálculo

8.7 Sistemas complejos de tuberías

Para otras condiciones de frontera se pueden usar las ecs C 8.5.5 ó C.8.5.7 o ambas en unión de las condiciones introducidas para la frontera. Es útil escribir estas ecuaciones en una forma diferente. Para un extremo aguas arriba, esto es, en la sección O de un tubo J, la ec C.8.5.7 se convierte en

$$V_{PJ,O} = C_1 + C_2 H_{PJ,O} \quad (C 8.7.1)$$

donde

$$C_1 = V_{S,J} + C_2 (\Delta t V_{S,J} \text{ sen } \alpha_J - H_{S,J}) - \frac{f_J}{2D_J} \Delta t V_{S,J} |V_{S,J}|$$

$$y \quad C_2 = \frac{g}{a_J}$$

son funciones de cantidades conocidas y son constantes para cada intervalo de tiempo

Para el extremo aguas abajo, esto es, la sección N de cualquier tubo J, la ec C.8.5.5 se convierte en

$$V_{PJ,N} = C_3 - C_4 H_{PJ,N} \quad (C.8.7.2)$$

donde

$$C_3 = V_{R,J} - C_4 (H_{R,J} - V_{R,J} \Delta t \text{ sen } \alpha_J) - \frac{f_J \Delta t}{2 D_J} V_{R,J} |V_{R,J}|$$

$$y \quad C_4 = \frac{g}{a_J}$$

son constantes durante cada intervalo de tiempo

a) Conexiones en serie Este tipo de unión, aun cuando se muestra en la fig C.8.12 como un cambio de diámetro, se aplica igualmente a una tubería de diámetro constante con cambio en su rugosidad, pendiente, condición de apoyo o cualquier combinación posible de estas variables

Para la unión de la fig C.8.12, se dispone de la ec C 8.7.2, para el tubo J y de la ec C 8.7.1 para el tubo J + 1. Además, para las direcciones del flujo indicadas, la ecuación de continuidad es

$$V_{J,N} A_J = V_{J+1,O} A_{J+1} \quad (C 8.7.3)$$

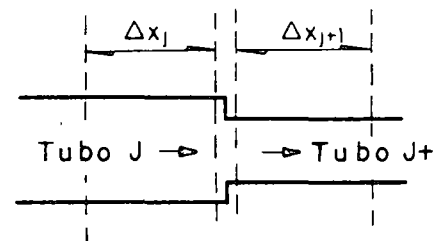


Fig C 8.12 Uniones en serie

La condición de una carga de presión común en la unión para cualquier instante proporciona la cuarta ecuación para las cuatro incógnitas

$$H_{PJ,N} = H_{PJ+1,O} \quad (C.8.7.4)$$

Resolviendo estas ecuaciones simultáneamente,

$$H_{PJ,N} = H_{PJ,O} \quad (C 8.7.5)$$

Comentarios

Las otras incógnitas se pueden obtener directamente de la ecuación apropiada.

b) Conexión de ramales. Para la unión de ramales (fig C.8.13), se dispone de seis ecuaciones lineales con seis incógnitas que son: la de continuidad, la condición de una carga común en la unión para cualquier instante, la ec C.8.7.2 para el tubo J, la ec C.8.7.1 para el tubo J + 1 y

$$V_{PJ+2,O} = C_5 + C_6 H_{PJ+2,O} \tag{C.8.7.6}$$

para el tubo J + 2. Los valores de C₅ y C₆ en este tubo son los mismos que C₁ y C₂ para el tubo J + 1. Resolviendo estas ecuaciones simultáneamente resulta

$$H_{PJ,N} = \frac{C_3 A_J - C_1 A_{J+1} - C_5 A_{J+2}}{C_4 A_J + C_2 A_{J+1} + C_6 A_{J+2}} \tag{C.8.7.7}$$

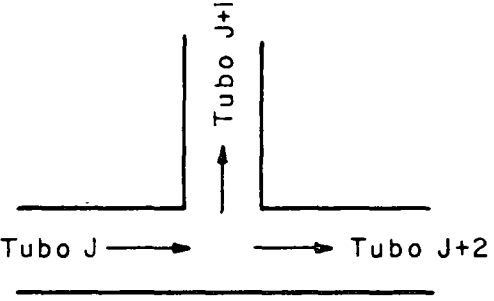


Fig C.8.13 Bifurcación

c) Válvula u orificio en el interior de una tubería. Para un orificio o válvula localizada en algún punto intermedio de una tubería, se considera la condición como una frontera entre los dos tramos de tubería así formados (fig C.8.14). El sistema se puede considerar con el flujo establecido en la dirección indicada en la fig C.8.14, pero durante el flujo transitorio, la condición se puede usar para un flujo invertido. Esto requiere una atención especial en el programa de la computadora para evitar la posibilidad de tomar la raíz cuadrada de un número negativo en la solución de la ecuación de la compuerta.

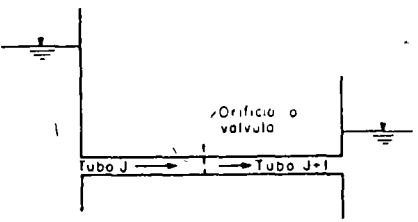


Fig C.8.14 Válvula de una tubería

Comentarios

Con referencia a la fig C.8.14, las ecuaciones disponibles incluyen a la ec C.8.7.2 escrita para el tubo J, la ec C.8.7.1 para el tubo J + 1, la de continuidad en el flujo y la ec C.8.6.17 del obturador en la forma

$$V_{PJ,N} = \tau V_{OJ} \sqrt{\frac{H_{PJ,N} - H_{PJ+1,O}}{\Delta H_0}} \tag{C.8.7.8}$$

para el flujo, en la dirección positiva a través de la válvula. La pérdida de carga a través de la válvula para el flujo establecido es ΔH₀. Siempre que los tubos J y J + 1 sean del mismo diámetro, espesor, etc., las constantes C₂ y C₄ en las ecs C.8.7.1 y C.8.7.2 son iguales. Después de resolver simultáneamente estas ecuaciones y hacer la sustitución

$$C_5 = \frac{\tau^2 V_{OJ}^2}{\Delta H_0 C_2}$$

$$V_{PJ,N} = -C_5 + \sqrt{C_5^2 + C_5 (C_1 + C_3)} \tag{C.8.7.9}$$

Se deberá tener mucho cuidado en la elección del signo adecuado para el término del radical.

Para el flujo en la dirección negativa, se reemplaza la ec C.8.7.8 de la válvula por

$$V_{PJ,N} = -\tau V_{OJ} \sqrt{\frac{H_{PJ+1,O} - H_{PJ,N}}{\Delta H_0}} \tag{C.8.7.10}$$

La solución resultante para la velocidad es ahora

$$V_{PJ,N} = C_5 - \sqrt{C_5^2 - C_5 (C_1 + C_3)} \tag{C.8.7.11}$$

En un programa de computadora se debe emplear una proposición condicional que establezca claramente la ecuación que se debe usar. Por ejemplo, si (C₁ + C₃) ≥ 0, se usa la ec C.8.7.9; en caso contrario, la ec C.8.7.11

d) Pérdidas menores. En algunos sistemas, las pérdidas llamadas menores pueden ser una parte importante del total de pérdidas en el sistema. Estas pueden tomarse en cuenta en la solución del método de características. En adición, se pueden incluir los cambios en carga de velocidad en una tubería con cambios bruscos de diámetro.

Por ejemplo, para el flujo desde un recipiente al tubo, la condición de frontera aguas arriba es

$$H_{OR} = H_{PO} + \frac{k V_{PO}^2}{2g} + \frac{V_{PO}^2}{2g} \tag{C.8.7.12}$$

Comentarios

donde k es el coeficiente de pérdidas menores. Para el flujo desde el tubo al recipiente, la ecuación es

$$H_{OR} = H_{PO}$$

Para una unión de tubos en serie (fig C.8.12), la ec C 8.7.4 se reemplaza por

$$H_{PJ,N} + \frac{V_{PJ,N}^2}{2g} = H_{PJ+1,O} + \frac{V_{PJ+1,O}^2}{2g} + \frac{k V_{PJ+1,O}^2}{2g} \quad (C 8 7 13)$$

La pérdida de carga debida al cambio en sección transversal se puede variar de acuerdo con la dirección del flujo, si se cambia el valor de k en el programa. La solución de V_p y H_p involucra en estos casos una ecuación cuadrática.

Referencias

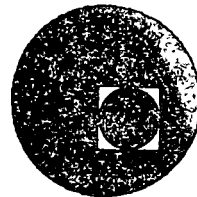
8. GOLPE DE ARIETE

- 8.1 G. Brown, "Hydroelectric Engineering Practice", *Blackie and Son, Ltd.*, Vol 1, Londres (1958)
- 8.2 D. N. Contractor, "The Reflection of Water-hammer Pressure Waves from Minor Losses", *Journal of Basic Engineering, Trans. ASME, Serie D*, Vol 87, Nueva York (jun 1965)
- 8.3 Ch. Jaeger, "Engineering Fluid Mechanics", *Blackie and Son, Ltd.*, Londres (1961)
- 8.4 E. Mosonyi, "Water Power Development", *Academia de Ciencias de Hungría*, Budapest (1963)
- 8.5 J. Parmakian, "Water-hammer Analysis", *Dover Publications, Inc.*, Nueva York (1963)
- 8.6 G. Rich, "Hydraulic Transients", *Dover Publications, Inc.*, Nueva York (1963)
- 8.7 A. Stucky, "Druckwasserschlosser von Wasserkraftanlagen", *Springer Verlag*, Berlin (1962)
- 8.8 V. L. Streeter y E. B. Wylie, "Hydraulic Transients", *MacGraw-Hill Book Co.*, Nueva York (1967)
- 8.9 V. L. Streeter, "Fluid Mechanics", 4a ed., *McGraw-Hill Book Co.*, Kogakusha, Tokio (1966)
- 8.10 R. Vallentine, "Rigid Water Column Theory for Uniform Gate Closure", *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol 91, No HY4, Nueva York (jul 1965)
- 8.11 D. J. Wood, "Waterhammer Analysis by Analog Computers", *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Nueva York (ene 1967)





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

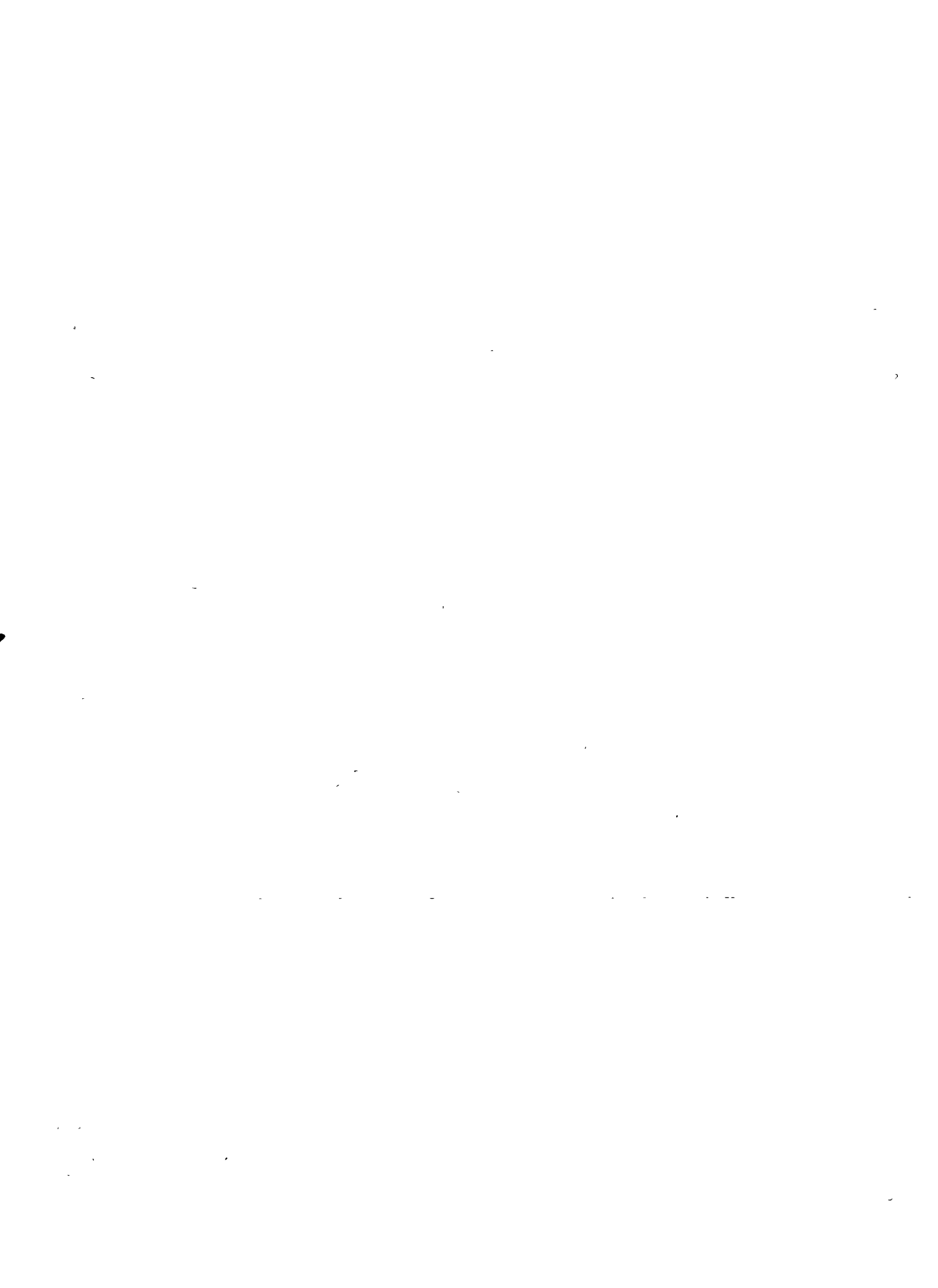


PROYECTO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

TEMA: GRAFICAS DE OBRAS DE CAPTACION

 (CONDUCCIONES)

PROF. ING. ARNULFO PAZ SANCHEZ
Septiembre de 1977.



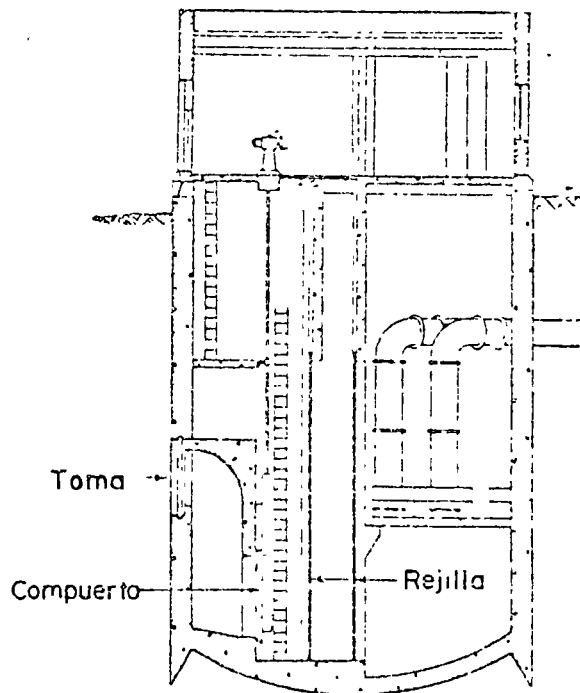
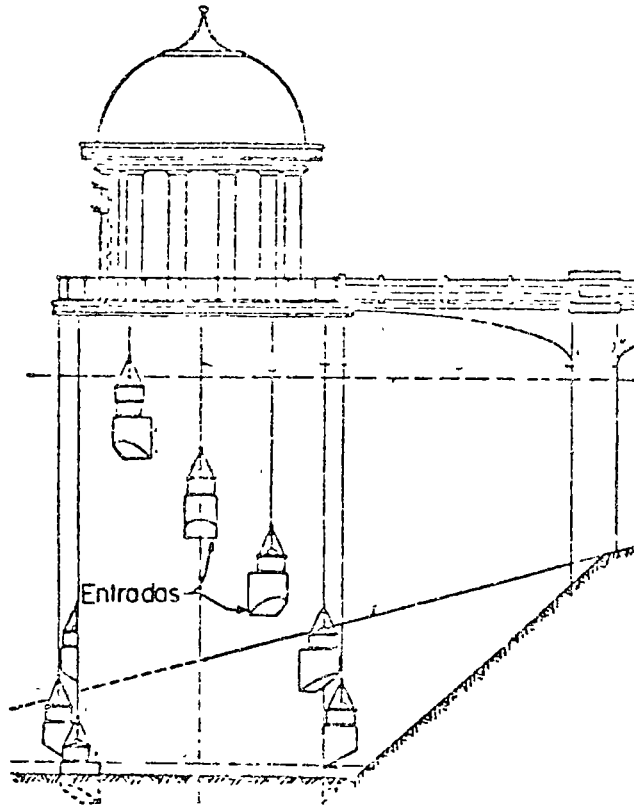
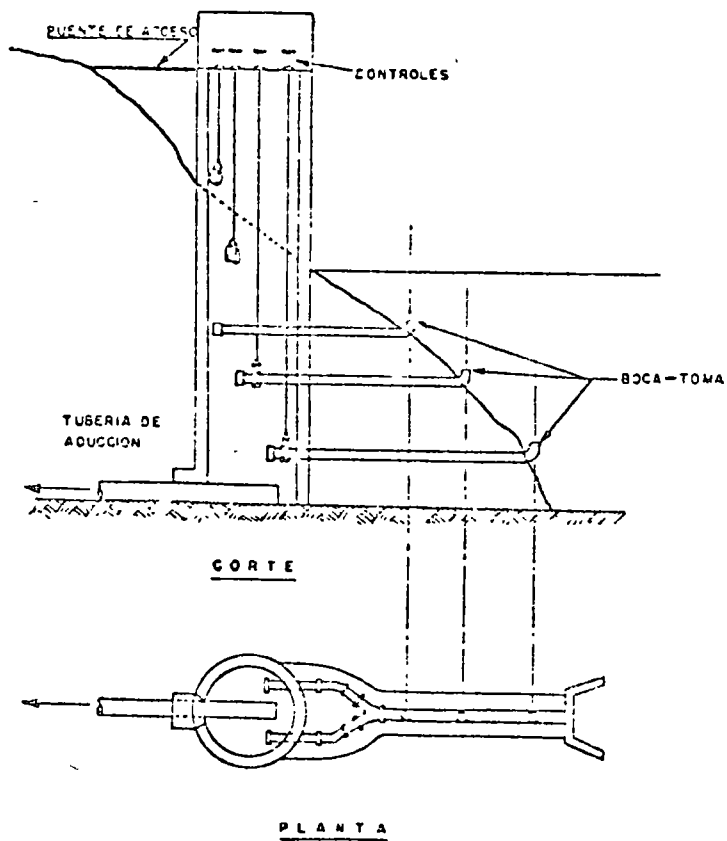
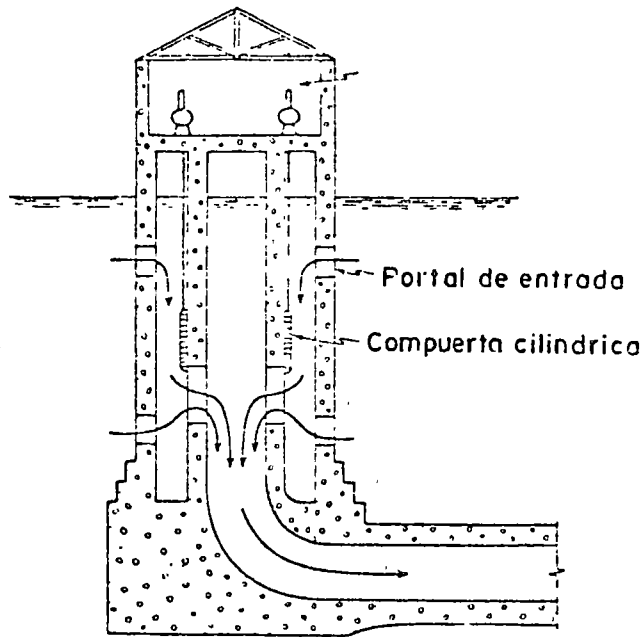


Figura # 1
TORRES DE CAPTACION



TORRE TOMA DE EMBALSE DE LEXINGTON - K Y

Figura # 2
TORRES DE CAPTACION

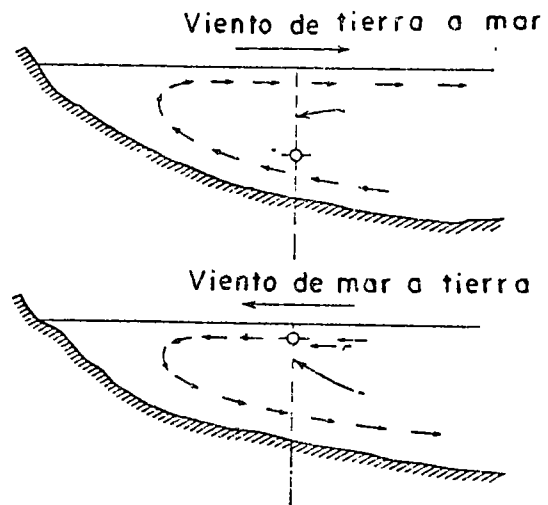
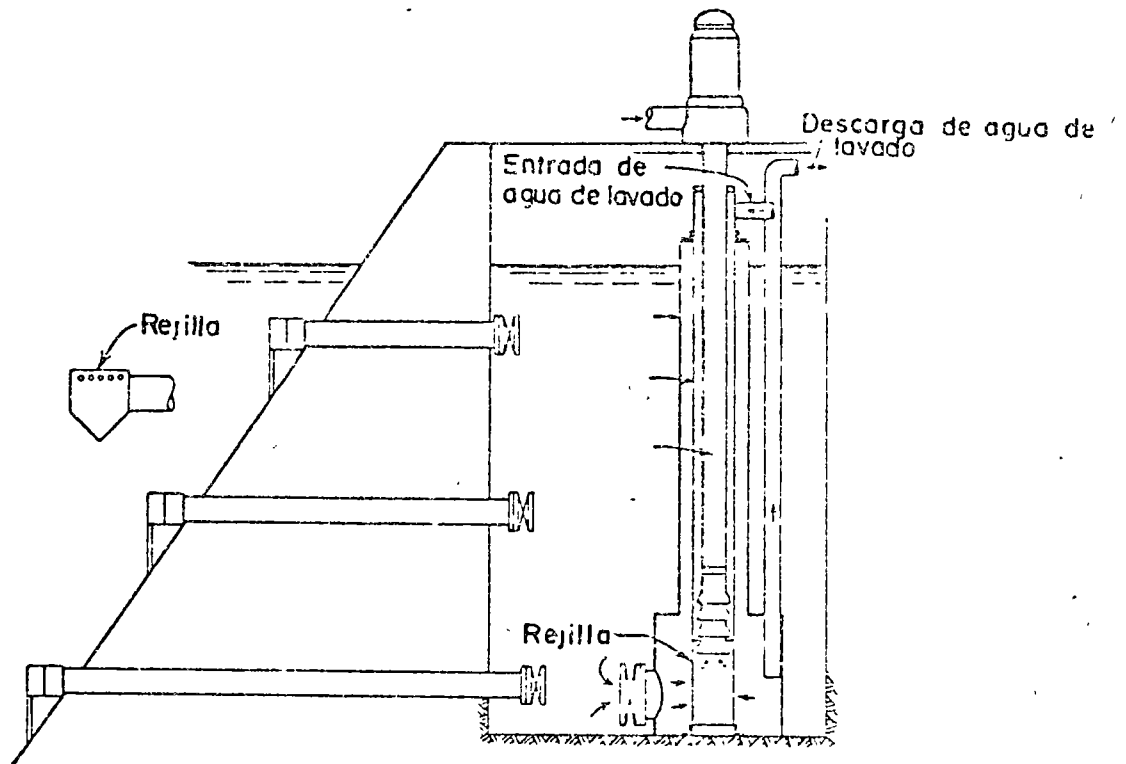
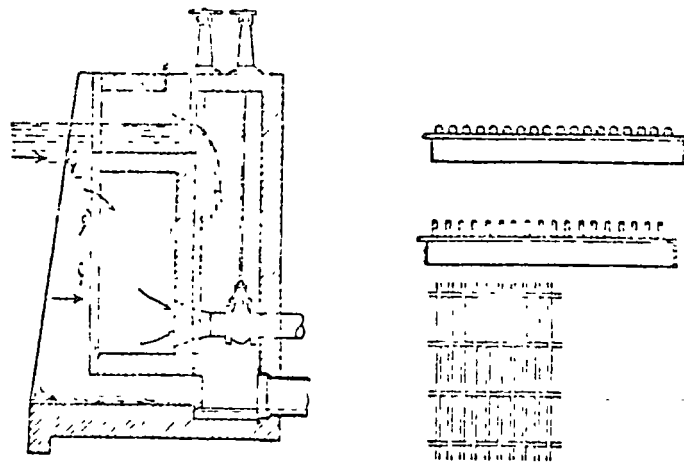


Figura # 3

CAPTACION DE RIBERA



Tambor con tamiz de
3 a 8 mallas/pulg

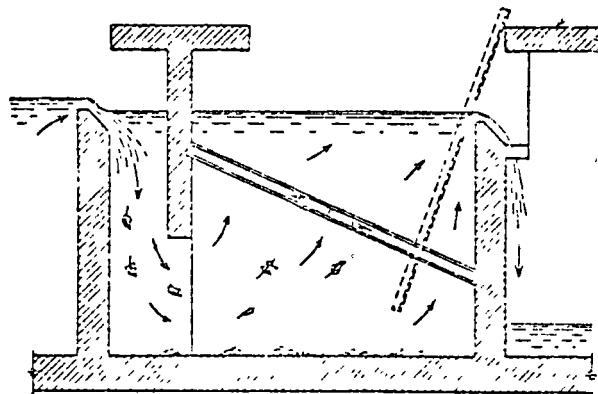
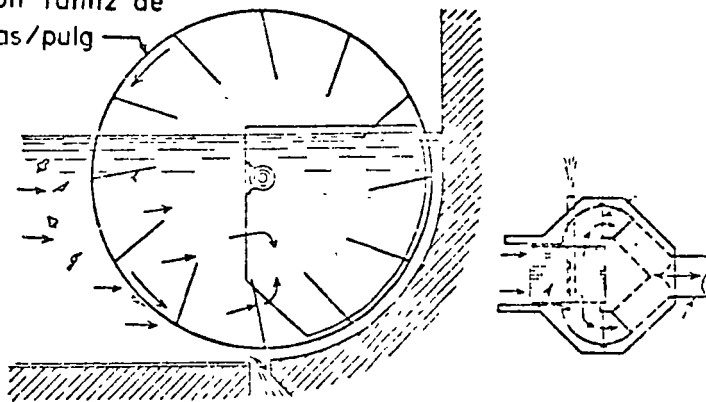
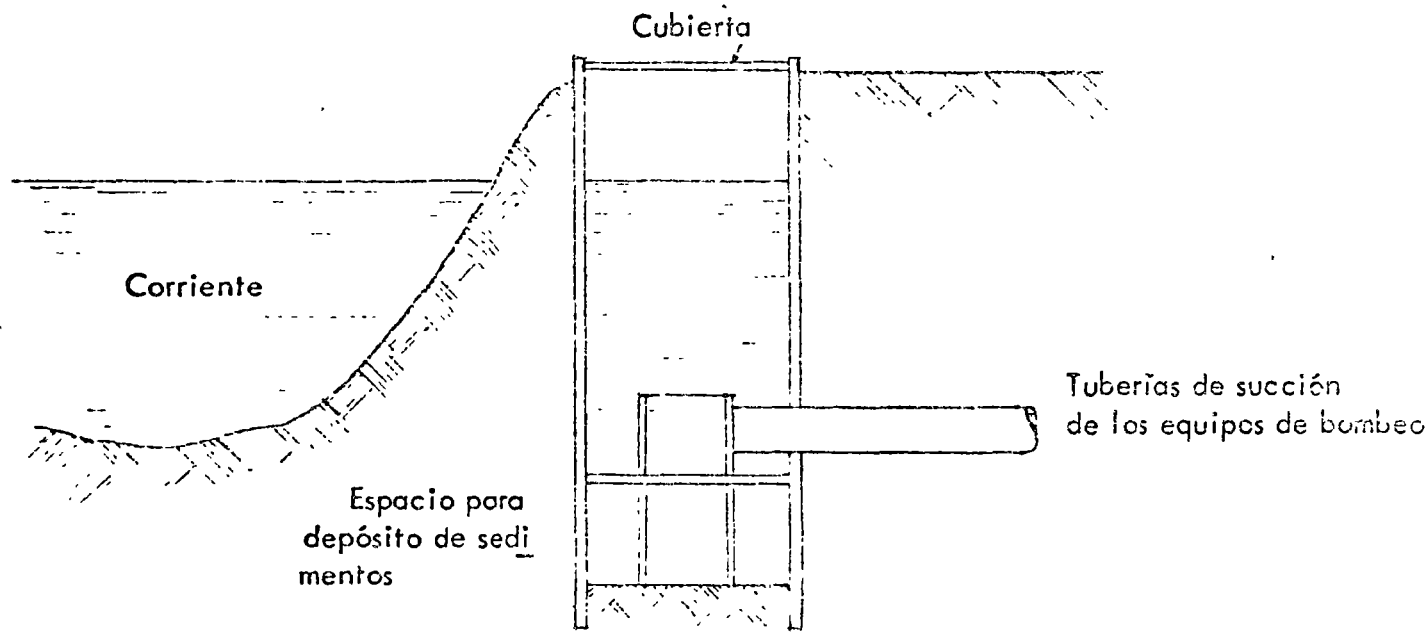
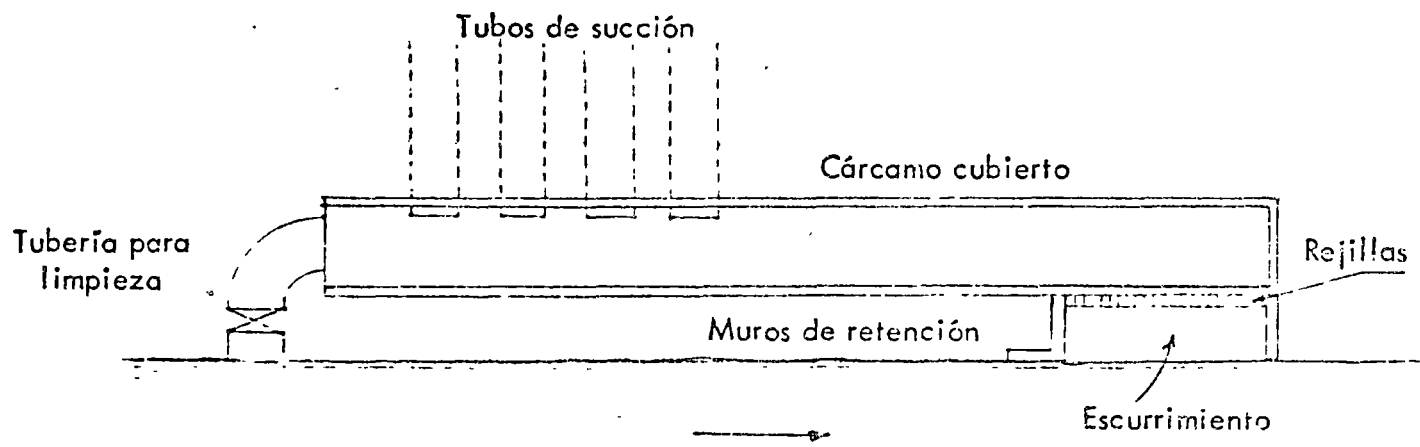


Figura # 4

CAPTACIONES PARA ABASTECIMIENTOS DE
PEQUEÑA MAGNITUD LOCALIZADAS EN CANALES



E L E V A C I O N



P L A N T A

CAPTACION DE RIBERA

Figura # 5

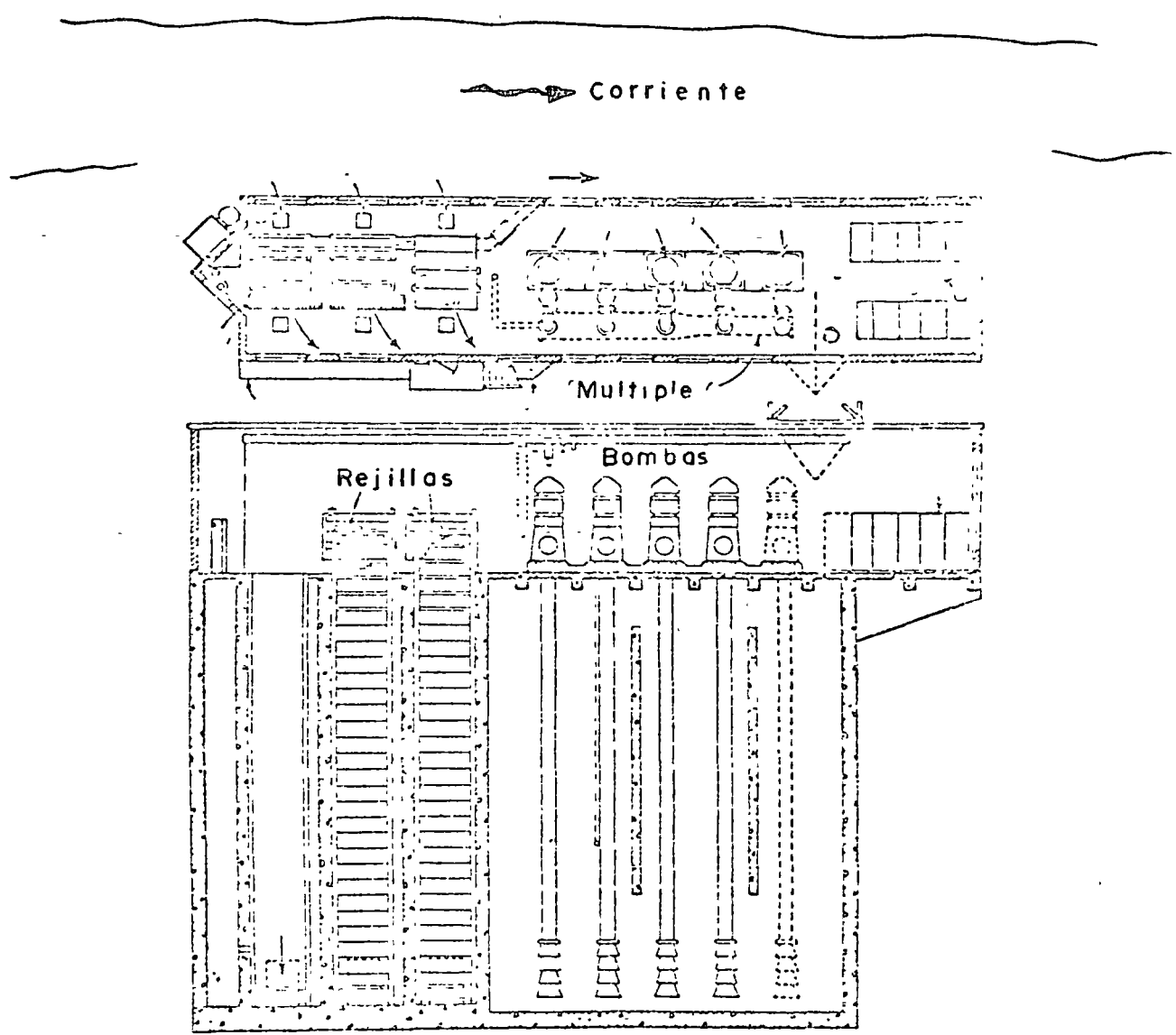
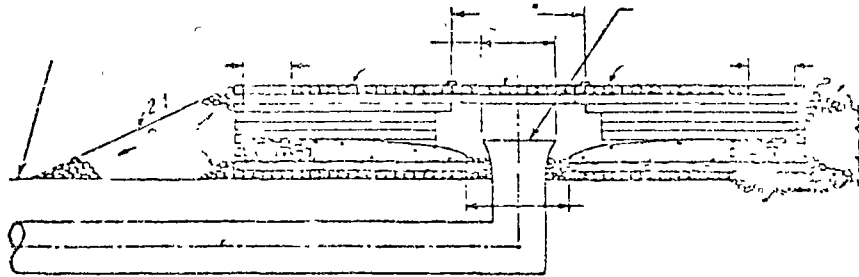


Figura # 6

CAPTACION DE RIBERA

7A



7B

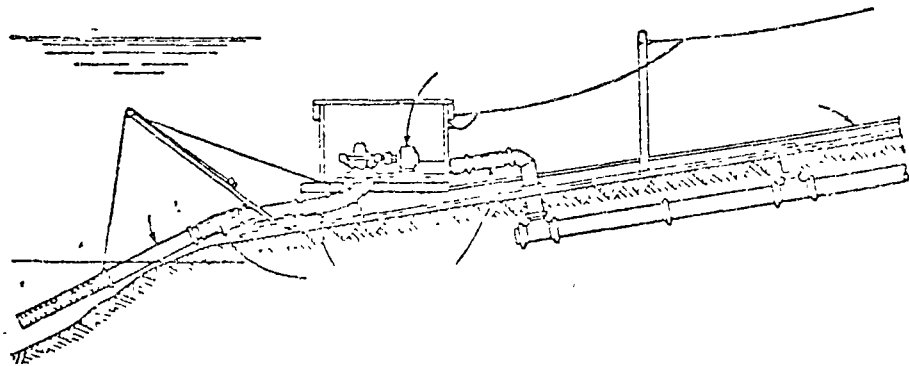


Figura # 7 A

CAPTACION SUMERGIDA

Figura # 7 B

CAPTACION MOVIL

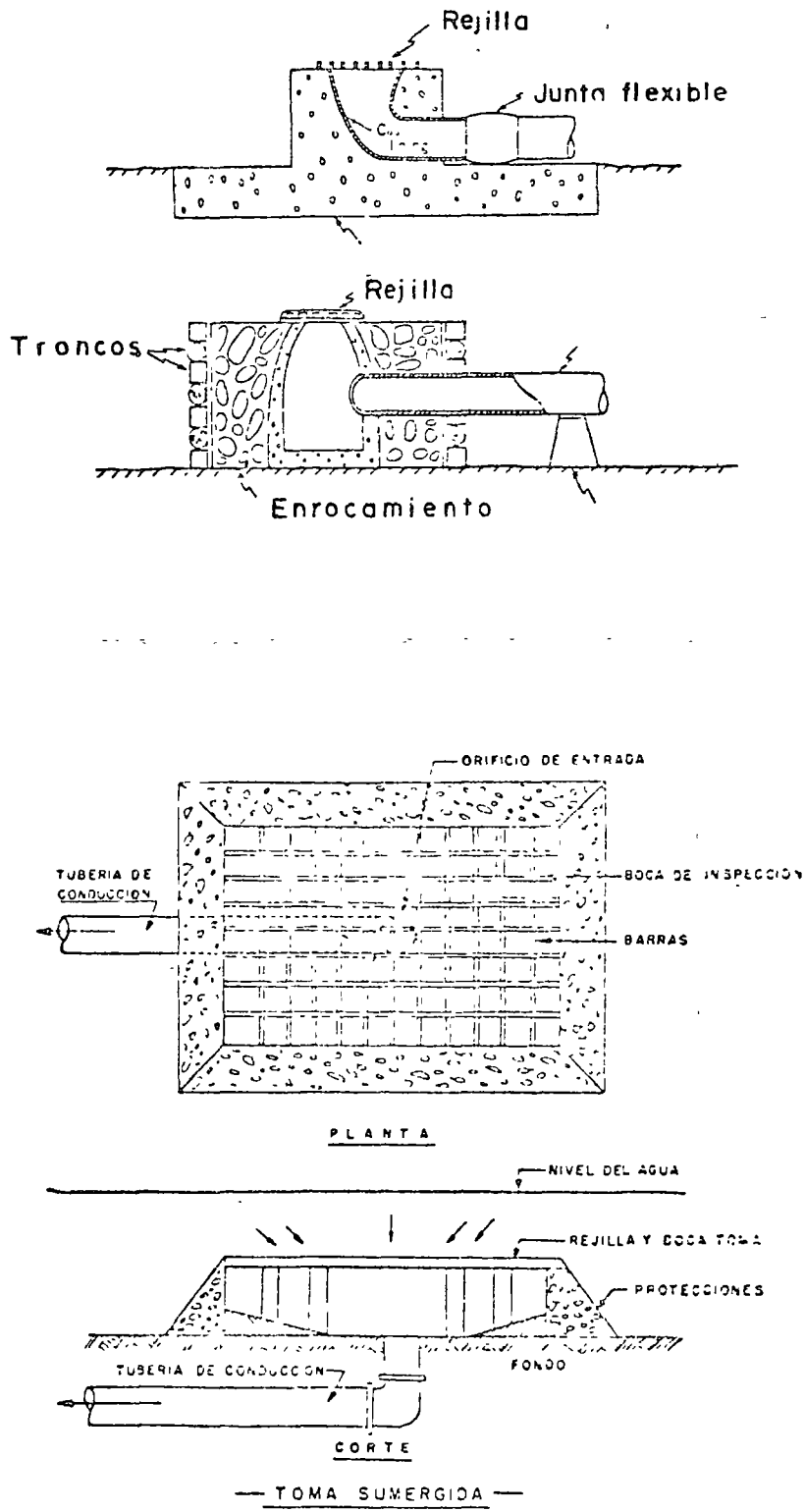


Figura # 8
 CAPTACIONES SUMERGIDAS

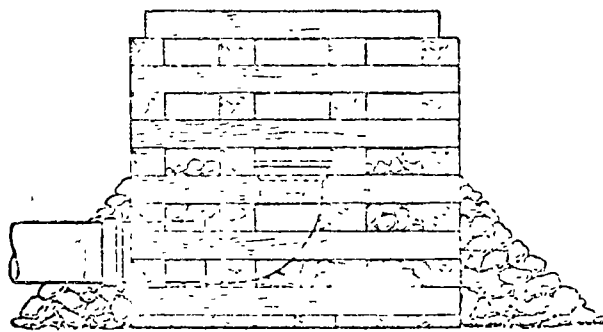


Figura # 9

CAPTACION SUMERGIDA

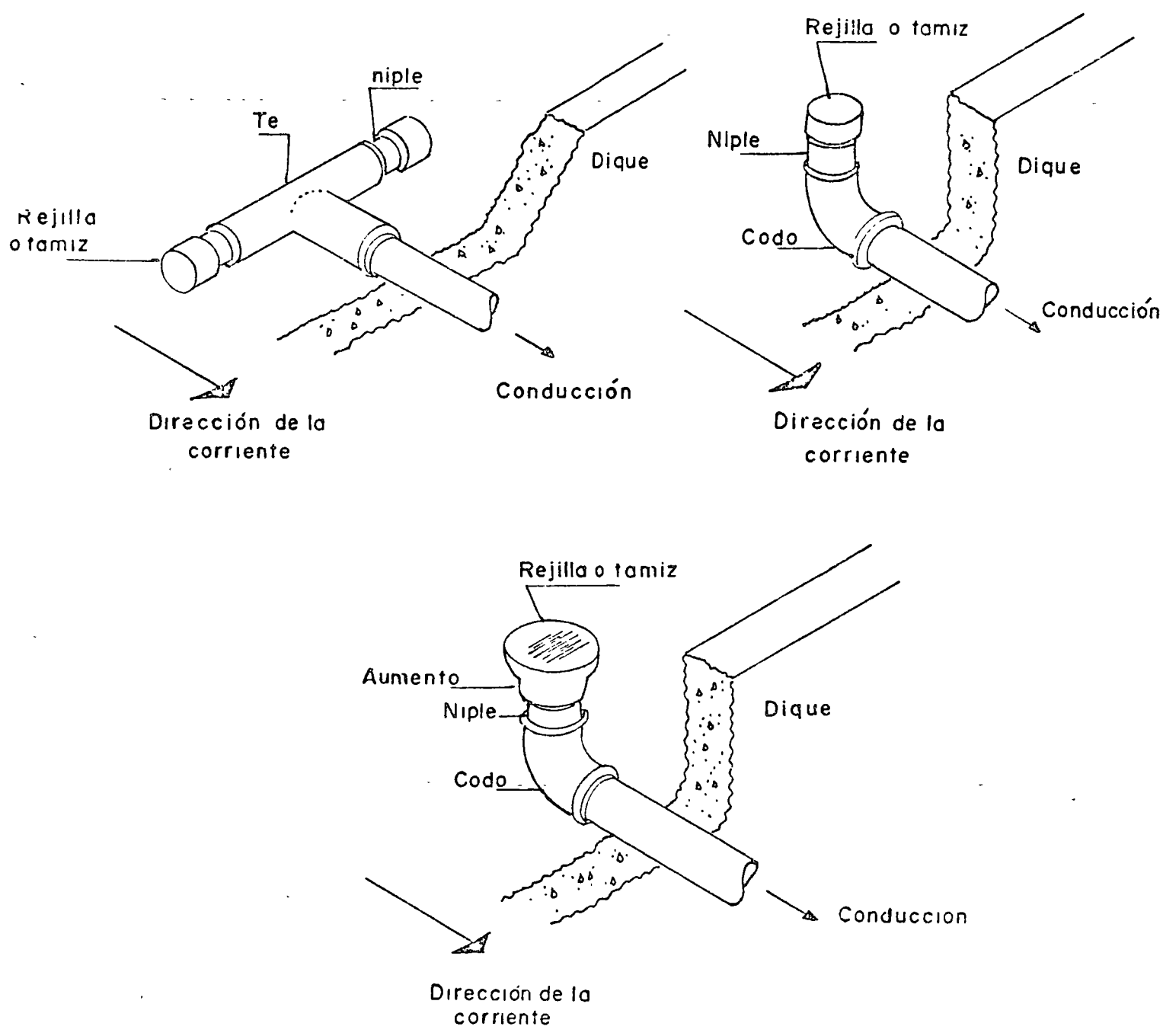


Figura # 10

TUBOS O CONDUCTOS DE TOMA

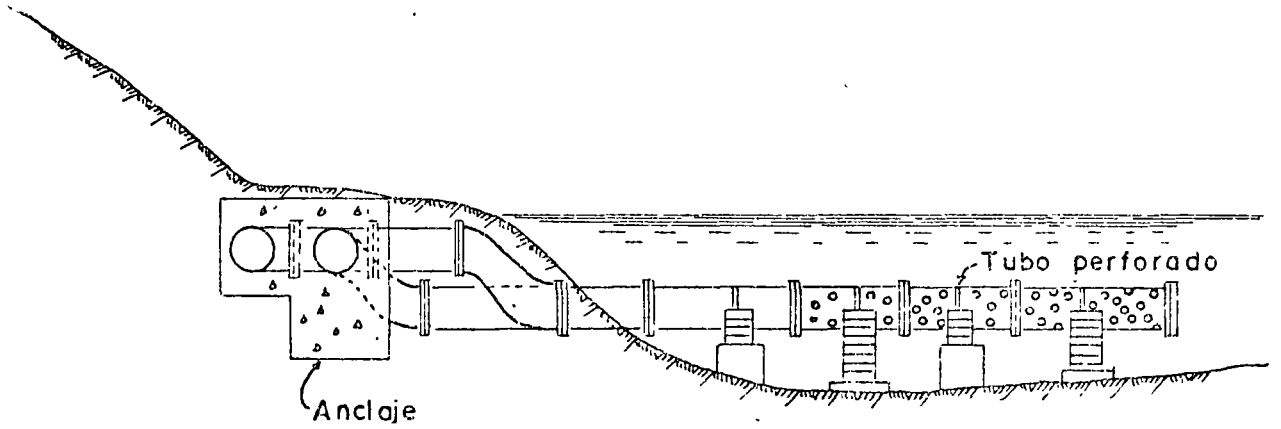
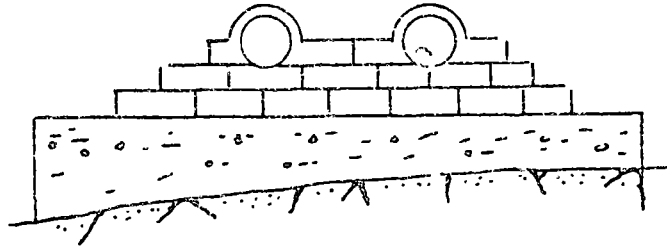


Figura # 11

TUBOS O CONDUCTOS DE TOMA

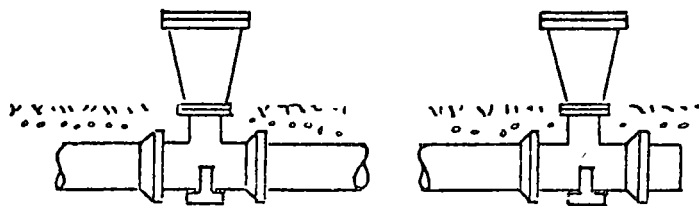
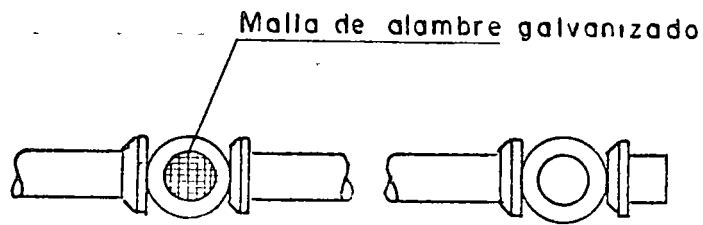


Figura # 12

TUBOS O CONDUCTOS DE TOMA

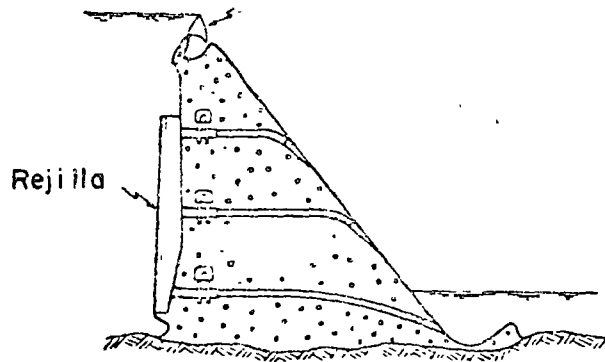
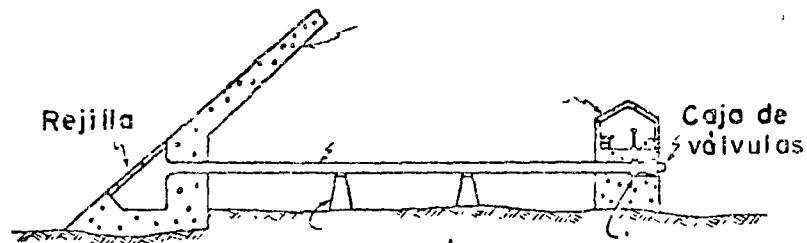
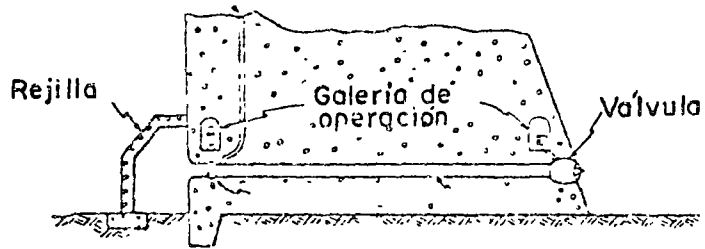
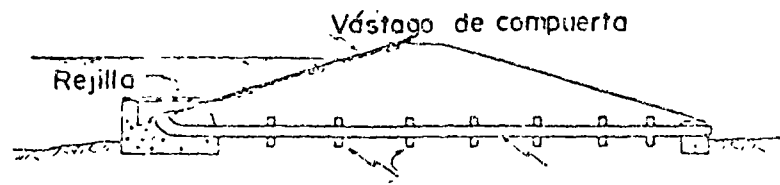


Figura # 13

OBRA DE TOMA EN CORTINAS

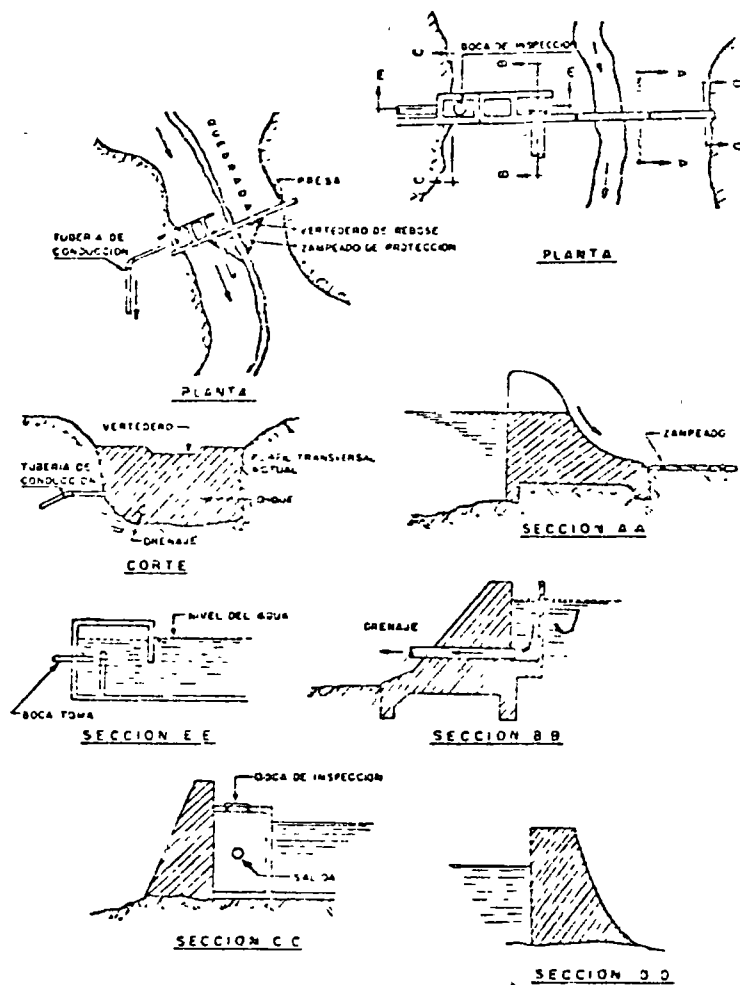
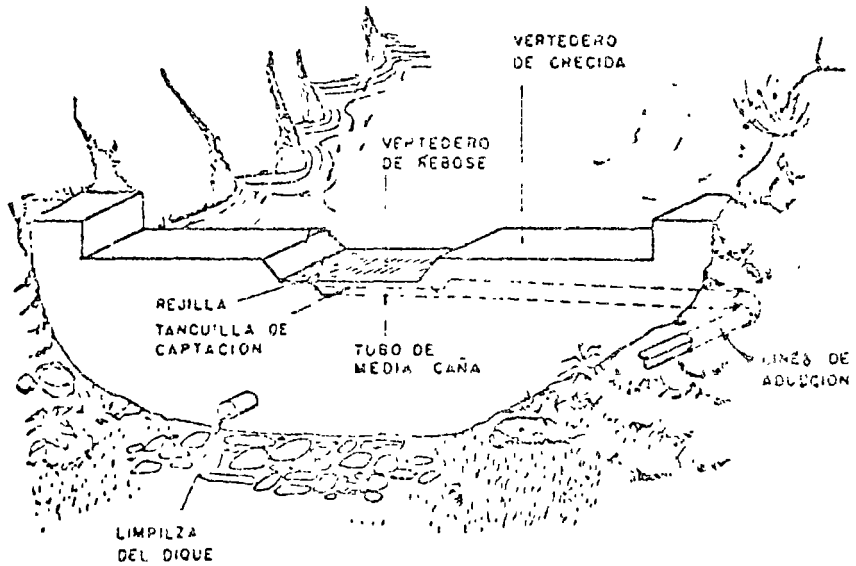
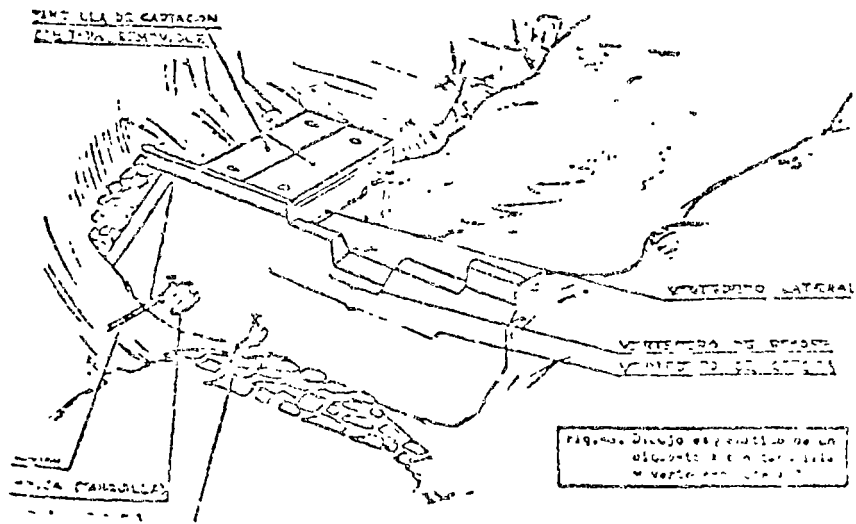


Figura # 14
 OBRA DE TOMA EN DIQUES



DIBUJO ESQUEMATICO DE UN DIQUE-TOMA CON TANCILLA DE CAPTACION POR DEBAJO DEL VERTEDERO DE REBOSE.

Figura # 15

OBRAS DE TOMA DE MAGNITUD MODERADA

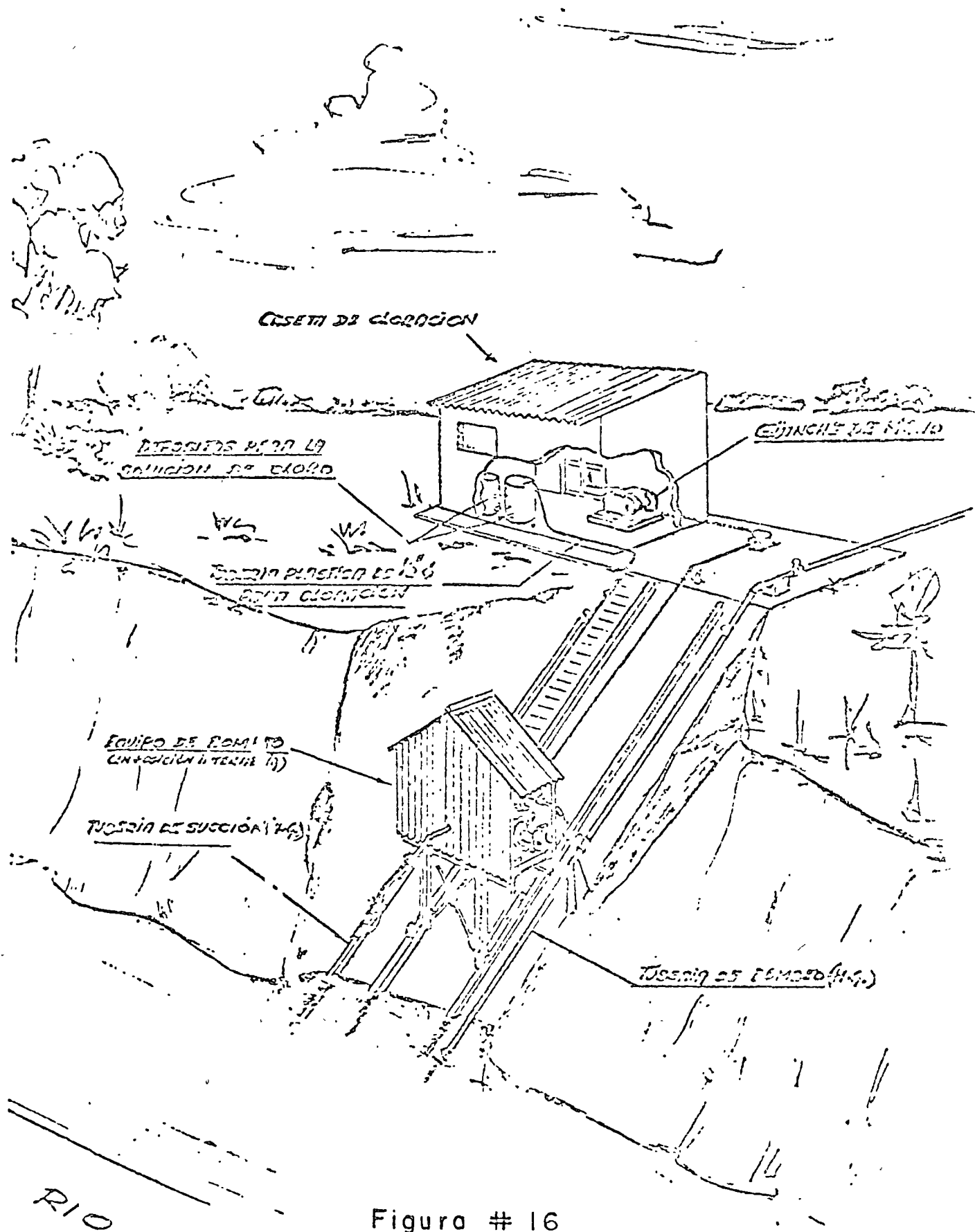
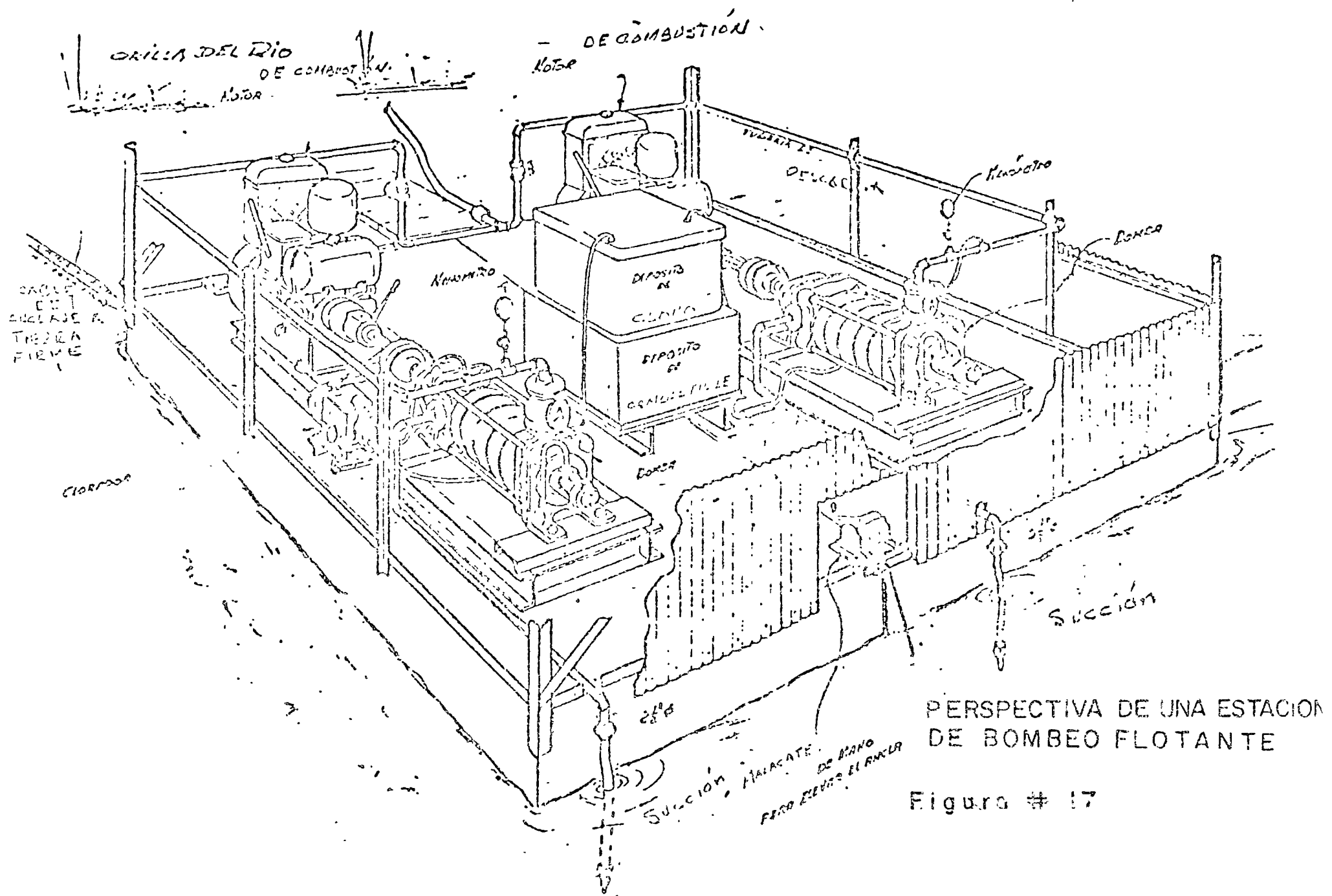


Figura # 16
CAPTACION MOVIL



PERSPECTIVA DE UNA ESTACION DE BOMBEO FLOTANTE

Figura # 17



C O N D U C C I O N E S



CONDUCCIONES.

1.- DEFINICION:

Las conducciones permiten el transporte del agua, que significa el movimiento controlado de grandes volúmenes a distancias relativamente grandes.

2.- ALGUNAS REFERENCIAS HISTORICAS.

2.1.- Los Acueductos Romanos.-

Los acueductos de la Roma antigua se construyeron de tabiques y piedra y se cubrían con un arco para conservar el agua fría y libre de impurezas.

Los interiores se repellaban con mortero para sellarlas. Se construyeron sobre el terreno, pero muchos tramos están enterrados, otros en túnel o en estructuras elevadas soportadas por arcadas. La tabla anexa da una idea del tamaño y gasto transportado por algunos de ellos.

ACUEDUCTOS ROMANOS.

(DATOS DE JULIUS FRONTINUS)

ACUEDUCTO	FECHA APROXIMADA DE CONSTRUCCION.	LONG. DEL CON- DUCTO (MILLAS ROMANAS, $\frac{1}{1.5}$ - 1.5 Km).	GASTO LT/SEG.	CONSTRUCCION
Appia	312 A.C.	11	75	Enterrado
Marcia	144 A.C.	62	180	Enterrado -
Claudia	50 D.C.	46.5	175	86 Km. Enterrado 53 - Km.
Anio Nova	52 D.C.	53.5	185	arcos de 30 m. de altura.

El gasto transportado por el acueducto Appia podía servir para el abastecimiento de una población de 30000 hab.

2.2.- EL PROYECTO DEL ESTADO DE CALIFORNIA.

Representativo de los tiempos presentes resalta el proyecto de California para traer agua de la parte norte. El nuevo proyecto incluye la aducción de un gasto del orden de $120 \text{ m}^3/\text{seg}$, para la cual se construyeron 16 presas que tienen una capacidad combinada de 6,000,000,000 de m^3 , 1000 Km de acueducto y 8 plantas capaces de producir más de 5,000,000 de kilowatts hora de energía anual.

En el almacenamiento inicial de Oroville, localizado en el río Feather, las torres de captación tienen más de 210 m de altura y son las mayores de su tipo.

El acueducto tiene una capacidad máxima de $300 \text{ m}^3/\text{seg}$, hasta la planta de bombeo de Edmoston, que bombea el agua para cruzar las montañas de Tehachapi. En esa estación se instalaron máquinas de un sólo paso para vencer 600 m de carga.

3.- TIPOS DE ACUEDUCTOS.

Los acueductos se clasifican en Conductos de GRAVEDAD y conductos a PRESION.

A.- CONDUCTOS GRAVEDAD.- Su línea piezométrica coincide con la superficie libre del agua o con la clave del conducto si es cerrado y justamente en el límite del llenado.

B.- CONDUCTOS A PRESION.- Están por debajo de la línea piezométrica, excepto donde circunstancias poco comunes los fuerzan a elevarse a una altura limitada por encima de ella.

La selección de algún tipo de los mencionados depende de:

- a).- Topografía
- b).- Carga de presión disponible.
- c).- Calidad del agua.
- d).- Condiciones de construcción.
- e).- Economía.

A.- Dentro de los conductos gravedad se incluyen:

- a).- Canales.
- b).- Canales elevados.
- c).- Túneles.
- d).- Acueductos varios.

a).- Canales.- Las condiciones favorables para la construcción de este tipo de conductos son:

Topografía que permita la construcción con pendiente-hidráulica adecuada.

Material impermeable fácil de excavar, difícil de erosionarse u obstruirse con crecimientos vegetales.

Una combinación de todas estas condiciones en general no es común.

Las objeciones que se hacen a los canales incluyen los peligros de polución y/o contaminación del agua, fuertes pérdidas por infiltraciones y evaporaciones, dificultades para el cruce con drenajes, peligros de albergar madrigueras de animales y fuertes costos de mantenimiento.

Los taludes en los canales trapezoidales varían desde $2\frac{1}{2}$ horizontal: 1 vertical, en arena hasta $1\frac{1}{4}$: 1, en arcilla compacta.

En roca las paredes pueden ser verticales o de $\frac{1}{4}$: 1.

El uso de recubrimiento en los canales permite altas velocidades, reduciéndose el área de la sección y las pérdidas de agua y costos de mantenimiento.

Muchos canales modernos son recubiertos con concreto, material bituminoso, hule butilo, vinilo, telas sintéticas u otros productos para reducir la fricción, disminuir infiltraciones y bajar costos de mantenimiento.

- b).- Canales elevados.- Se construyen con paredes de tabique, concreto o acero. Su uso está muy restringido y deben en lo posible evitarse por requerir su diseño y operación muchas precauciones, además pueden sustituirse con ventaja por tuberías.
- c).- Túneles gravedad.- Véase abajo B c).
- d).- Acueductos varios gravedad.- Véase abajo B d).

Diseño de los conductos gravedad.- Su cálculo se hace utilizando la hidráulica de canales abiertos, que simplicatoriamente incluye:

Escurrimientos permanentes, ya sean uniformes en regímenes subcrítico, crítico o supercrítico, o bien no uniformes con escurrimientos gradual y rápidamente variados.

B.- Dentro de los conductos a presión podemos considerar:

- a).- Tuberías.
 - b).- Sifones.
 - c).- Túneles.
 - d).- Acueductos a presión.
- a).- TUBERÍAS.- Cuando una topografía accidentada y otras condiciones hacen impracticable el uso de canales, se usan tuberías a presión, que en general resultan más baratas por sus desarrollos más cortos.

Los materiales usados en tuberías para la conducción del agua, incluyen: concreto, fierro fundido, acero, asbesto cemento, plástico y fibra de vidrio. El material seleccionado dependerá de:

Asegure una operación sin interrupciones.

Costo anual.

Que sea apropiado para resistir cargas, presiones, corrosión externa o interna y tuberculizaciones.

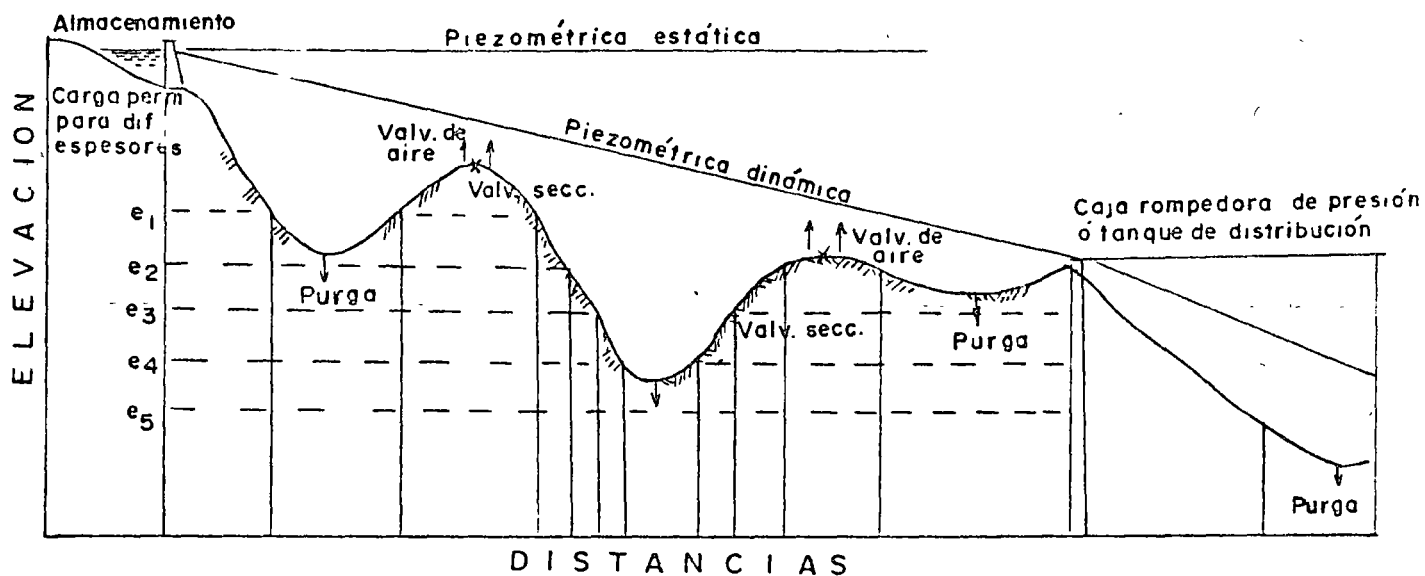
Fácil de transporte.

Que exista mano de obra apropiada para la colocación.

LOCALIZACION.- Los tubos de conducción deben seguir en general el perfil de terreno y se escoge la localización que sea más favorable para el costo de construcción y presiones resultantes. La ruta más corta no es necesariamente la más barata.

Se dibuja el perfil del terreno y la tubería se localizará con particular atención a la línea piezométrica. A medida que la línea está más cerca de la tubería, las presiones serán menores, lo cual puede reducir su costo. Las presiones fuertes pueden evitarse muchas veces con la colocación de cajas rompedoras de presión. Deberá evitarse la localización de la tubería arriba de la línea piezométrica, ya que el sifonaje que se produce, ocasiona dificultades en el llenado de la línea y acumulaciones de aire que obstruyen el flujo normal del agua.

VALVULAS EN LAS CONDUCCIONES.- En las partes bajas de las tuberías se colocan ramales de purga con válvulas para drenar la línea o remover el sedimento acumulado. En todas las partes elevadas en una conducción se tiende a acumular el aire que viene en solución con el agua y que se libera debido a presiones bajas o localización de las tuberías cercanas a la línea



piezométrica. El problema se elimina colocando válvulas de -
 aire y vacío o bien solamente válvulas de alivio de aire. Las
 primeras se utilizan para permitir el escape del aire cuando
 se llena el tubo así como el aire acumulado liberado del agua
 y automáticamente permiten la entrada de aire cuando la tube-
 ría se vacía, punto muy importante sobre todo tratándose de
 tubería de acero, ya que un vacío parcial puede ocasionar el -
 aplastamiento del tubo. Las segundas sirven exclusivamente -
 para el escape del aire y pueden ser automáticas o no. Si la
 la presión en las crestas es alta, la probabilidad de acumu-
 lación de aire es baja y se puede colocar una válvula de ope-
 ración manual que se maneje solo durante el llenado.

RELACIONES DE DIAMETROS DE VALVULAS DE AIRE A CONDUCCIONES.

Para liberación de aire solamente: 1: 12

Para admisión y liberación de aire: 1: 8

Cuando se tengan líneas de acero, se deberá recurrir al uso de fórmulas (Parmakian) para un cálculo más exacto del diámetro de la válvula de aire.

Se usarán también válvulas de seccionamiento en las crestas.

Otros accesorios usados en las conducciones:

Juntas de expansión.

Anclajes.

Dispositivos para amortiguación del golpe de ariete.

Válvulas reductoras de presión.

Válvulas de altitud.

Medidores.

Curvas horizontales y verticales.- Cuando las curvas son suaves se pueden lograr con la misma deflexión permisible en las tuberías. En curvas fuertes se pueden usar piezas especiales o tramos cortos de tuberías.

Profundidad de la instalación.- En general se tiende a un colchón mínimo que proteja a las tuberías contra daños que puedan causarles: el tráfico, personas, etc.

Esfuerzos en las conducciones.- Las tuberías desarrollan esfuerzos debidos a las siguientes cargas:

- a).- Presión interna. Produce tensión circunferencial y tensión longitudinal en cambios de dirección y extremos muertos.
- b).- Cambios de temperatura. Producen tensión longitudinal y compresión.
- c).- Escurrimiento en cambios de dirección. Produce tensión longitudinal.

d).- El peso del tubo, del agua, del relleno y otras cargas superpuestas, la presión atmosférica y reacciones en cimentaciones y otros apoyos, producen flexión y compresión. Pueden resultar esfuerzos cortantes por la aplicación de cualquiera de las cargas anteriores, dependiendo de la manera de aplicación de la carga y la construcción de la tubería.

Nomenclatura:

- w = peso específico del agua
 - g = aceleración de la gravedad
 - P = Fuerza total
 - p = Presión.
 - d = Diámetro del tubo.
 - t = Espesor de la tubería
 - s = Esfuerzo permisible
 - E = Módulo de elasticidad de las paredes de la tubería.
 - K = Módulo de elasticidad volumétrica del agua.
 - v = Velocidad de escurrimiento
 - u = Velocidad de la onda de presión.
 - l = Longitud del tubo.
 - t = Tiempo de cierre de la válvula
 - α = Deflexión del cambio de dirección.
 - θ = Cambio de temperatura
-
- c = Coeficiente de dilatación lineal del tubo.
 - Δ = Aumento de longitud del tubo.

Tensión circunferencial por
unidad de longitud:

$$P/2 = pd/2$$

Esfuerzo transversal:

$$s = pd/2t$$

Tensión longitudinal:

$$P = (\pi/4) d^2 p$$

Esfuerzo longitudinal

$$s = p d^2 / (4t(d + t)) \\ = p d / 4t \text{ Aproximadamente}$$

Velocidad de la onda de pre
sión en tubo rígido:

$$u_s = \sqrt{K / (w/g)} = \text{Vel. del } \underline{\text{su}} \\ \text{nido.}$$

Velocidad de la onda de pre
sión en tubo elástico.

$$u = u_s / \sqrt{1 + (K/E) (d/t)}$$

Tiempo crítico de cierre de
la válvula.

$$t_c = 2l/u$$

Golpe de ariete máximo:

$$p = (w/g) uv, \text{ para tiempos de } - \\ \text{cierre } t_c \text{ ó menores.}$$

Presión estática desbalan -
ceada en cambios de direc -
ción:

$$P = \frac{1}{2} \pi d^2 p \text{ sen } \frac{1}{2} \alpha$$

Presión dinámica desbalan -
ceada en cambios de direc -
ción:

$$P = \frac{1}{2} \pi (d^2/1.14) (w/g) v^2 \text{ sen } \frac{1}{2} \alpha$$

Cambio de longitud del tubo
con la temperatura:

$$\Delta = c \theta l, \text{ usualmente a la tem -} \\ \text{peratura del agua.}$$

Esfuerzo longitudinal resul -
tante:

$$s = c \theta E, \text{ para tuberías con ex -} \\ \text{tremos fijos.}$$

Fuerza longitudinal resul -
tante.

$$P = \pi (d + t) ts = \pi dts \text{ aprox.}$$

b).- Sifones.-

En general no son aconsejables. Si se tienen que utilizar, deberá revisarse la altura máxima sobre la línea piezométrica.

c).- Túneles.-

Los túneles se construyen en las conducciones para cruzar montes o ríos y en situaciones donde la topografía o bien las excavaciones lo requieran. Cuando un túnel y una localización superficial de la línea sean igualmente susceptibles de construcción, aún cuando el túnel implique una fuerte inversión inicial, a la larga su costo será menor que una línea superficial. Se encuentran en servicio tanto túneles a presión como gravedad.

Los túneles pueden recubrirse o no, dependiendo principalmente de los materiales que atraviesen en su recorrido, el valor de la carga disponible y condiciones del agua subterránea.

d).- Acueductos varios.-

Se refiere fundamentalmente a los acueductos construidos en sitio. Los hay trabajando a presión o por gravedad. Generalmente se construyen de mampostería o concreto, siendo éste último el más usado actualmente, ya que puede ser colocado más fácilmente y económicamente que ladrillo o piedra y además es más impermeable. Las secciones de estos acueductos es variada, utilizándose en forma generalizada la circular.

4.- DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE TRANSPORTE:

El diseño de los sistemas de transporte involucra primero una determinación de la suficiencia hidráulica, adecuado diseño estructural y eficiencia económica.

El área hidráulica es una función del gasto, carga disponible, carácter del material de la conducción y velocidades límites.

4.1.- DIMENSIONAMIENTO DE LAS CONDUCCIONES:

El tamaño y configuración de los acueductos seleccionados podrán ser variables a lo largo de la ruta.

Para un tipo dado, su tamaño se determinará sobre bases hidráulicas, económicas y consideraciones constructivas.

Ocasionalmente las prácticas constructivas dictan un tamaño mínimo, que resulta en exceso del requerido para manejar el gasto bajo las condiciones hidráulicas existentes (carga disponible). Esta condición se encontrará probablemente con mayor frecuencia en la construcción de túneles. Los factores hidráulicos que controlan el diseño, son la carga disponible y las velocidades permisibles. La carga disponible es afectada por variaciones de nivel en los almacenamientos y los requisitos de presión en la descarga. Las velocidades límites se basan en el carácter del agua al ser transportada y en la necesidad de proteger las líneas de conducción contra presiones excesivas que pudiera desarrollarse por aumentos bruscos de presión. Si el agua transporta material suspendido, la velocidad mínima será de 75 cm/seg. Las velocidades máximas que pudieran ocasionar erosión o problemas

de sobre-elevaciones de presión están entre los 3 y 6 m/seg siendo el rango usual entre 1.20 y 1.80 mts.

Donde se involucre generación de energía, los costos de bombeo y/o el valor de la energía y costos de conducción de - terminarán el tamaño del conducto. En conducciones de presión, aprovechando la gravedad, el tamaño se terminará de - tal manera que toda la carga disponible se consuma por fricción.

4.2.- DETERMINACION DEL ACUEDUCTO MAS ECONOMICO.

La carga hidráulica tiene un valor económico real. Cuesta - dinero producir la carga inicial de la conducción del sistema, ya que ella puede utilizarse para aumentar el gasto, para generación de energía o una combinación de ellas. - Siempre existirá una relación definida entre tamaño del - acueducto, gradiente hidráulico y el valor de la carga. En algunos casos los costos de construcción se relacionan a - la elevación de la línea piezométrica. Esta también afecta los costos de bombeo y valores de la producción de energía, tanto como la pendiente o el gradiente hidráulico.

En líneas de gran longitud compuestas de diferentes tipos - de conducciones que pasen a través de topografía variada, - será importante la coordinación de los tipos de conducciones, elección de elevaciones de cortina, selección de alturas de bombeo o de caída. Este problema puede ser contem - plado a través de una aplicación conjunta de principios hidráulicos y económicos.

En cualquier conducción deberá existir suficiente carga o - pendiente hidráulica para obtener el gasto requerido. Las - pendientes grandes generan altas velocidades con requisitos de conductos pequeños. Cuando hay suficiente carga, las pen

dientes pronunciadas son a menudo la solución económica. - Si la carga puede ser generada únicamente por bombeo ó por la construcción de una presa, se requerirán pendientes suaves que necesitarán de conducciones grandes para reducir el costo de la elevación, por tanto existirá una condición que involucre la economía óptima de elevación y pendiente.

Comúnmente en el diseño de las líneas de conducción existirán algunos puntos de elevación obligados, por ejemplo; localización de túneles, alturas de presa, almacenamientos terminales y cimas. Estos puntos de control son de gran valor en el diseño global del sistema.

Los principios básicos de la localización económica de una conducción se indican en la Figura No. 1.

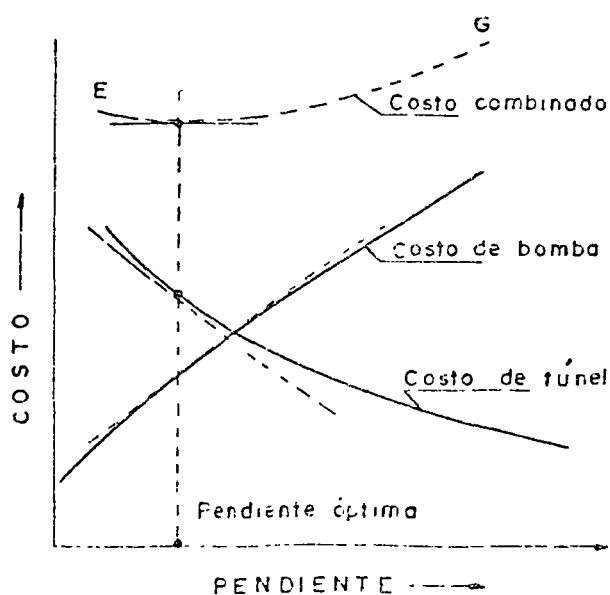
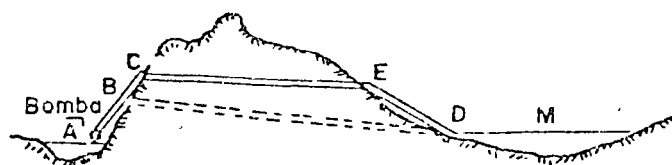


Figura 1

El agua se bombea de A a M. Se considera primero el uso del bombeo de A a B y el túnel BD. Su tamaño puede obtenerse usando una graficación del costo contra pendiente. La curva AB, da el costo total del túnel para cualquier gradiente hidráulico especificado. Esta curva se obtiene seleccionando varias pendientes hidráulicas determinando el tamaño del túnel requerido para conducir el gasto de diseño para cada pendiente y luego calculando los costos para los tamaños diversos. La curva CB, representa el costo capitalizado de elevación del agua a alturas que corresponden a diversas pendientes del túnel. Sumando las curvas AB y CD, nos da la curva combinada de costos. El punto F indica el costo mínimo combinado permitiendo así la determinación del gradiente hidráulico óptimo, como se indica en la figura. Proyectando el gradiente aguas arriba a partir de D, se obtienen las alturas de bombeo y por tanto la pendiente del túnel. El gradiente más económico puede también obtenerse sin el uso de la curva EFG. Para ello seleccione cualquier punto arbitrario sobre la curva de bombeo CD y construya una tangente en este punto; luego dibuje una tangente a la curva AB, cuya pendiente sea la recíproca de la trazada en CD. Si los dos puntos de tangencia no están aproximadamente en una línea vertical, seleccione un nuevo punto y repita el procedimiento. En el punto T' la pendiente de la tangente es numéricamente igual al costo de un metro adicional de carga. Cuando se tiene esta información del costo de otras fuentes, CD no necesita dibujarse, ya que la tangente se determina directamente por el costo de un metro de carga.

Consideremos ahora la alternativa del acueducto ACED. Se pregunta si es más económico bombear a C y conducir el agua a través de un túnel CE más corto o bombear a B y usar el túnel más largo BD. Este problema puede ser resuelto por aproximaciones. Primero suponga el punto de control en E. Se prepara una estimación para la línea ACED, de la manera indicada antes y comórese la con la correspondiente para ABD, donde el control se supone en D. Si el costo total del acueducto más el costo total capitalizado de bombeo es menor para ACDE que para ABD, el punto crítico es E. Si no, el control será en D.

Cuando la pérdida de carga entre dos puntos de un acueducto está fija, puede ser más económico dividir ésta entre los varios tipos de conductos usados. Esta división estará determinada por consideraciones económicas. Por ejemplo, ya que los costos de túneles son comúnmente muy altos, puede ser mejor construir el túnel más pequeño posible y por consiguiente consumir una mayor parte de carga disponible para conseguir este objetivo.

Si un acueducto se construye de diversos tipos de conductores y la carga total está fija, la aplicación de los principios del método de Lagrange de los multiplicadores indeterminados permitirá una evaluación de la distribución más económica de la pérdida de carga. Esto ocurre cuando las relaciones de variación del costo a cambios en la carga son iguales para cada tipo de conducto. La carga total disponible será igual a la suma de las pérdidas componentes. La aplicación de esta teoría será ilustrada con la ayuda de la Figura No. 2.

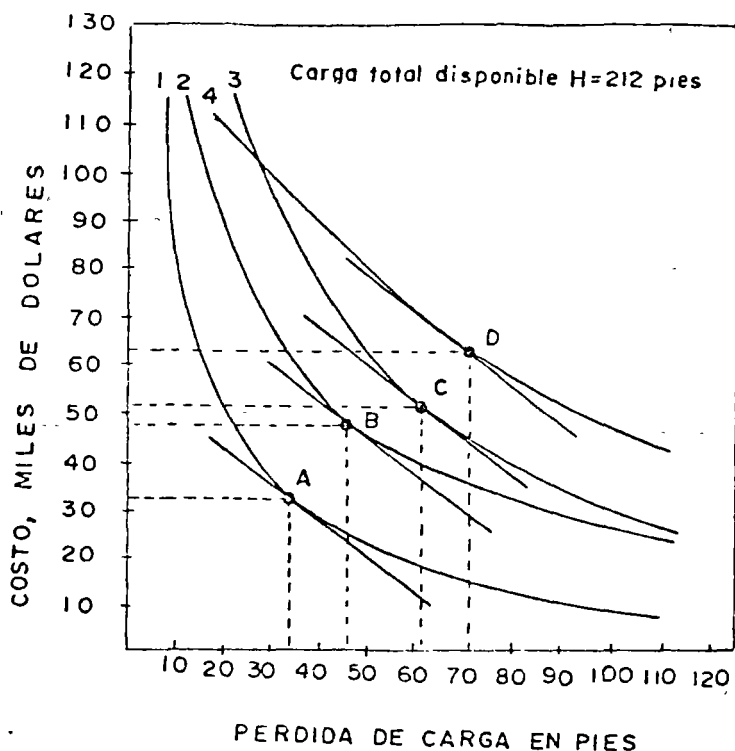


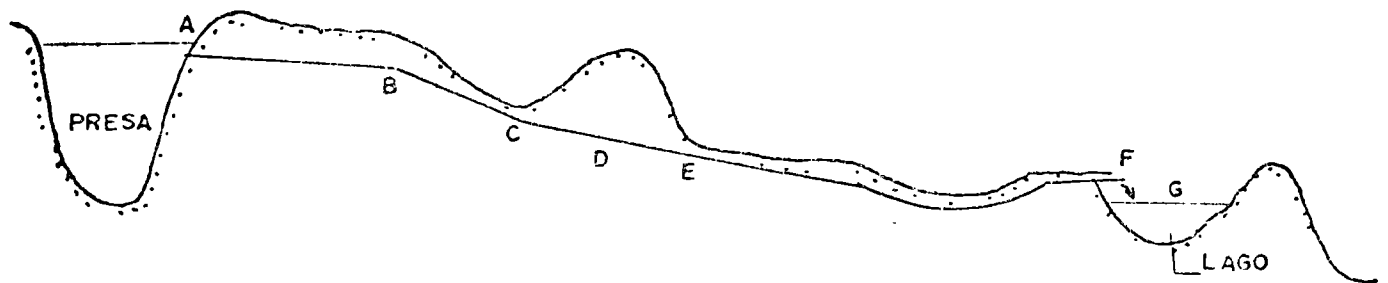
Figura 2

Primero: es necesario que se trace una serie de curvas de costos contra pérdida de carga para cada tipo de conducto. Estas curvas son derivadas de datos obtenidos de diseños de los diversos tipos de conducciones para varias condiciones de carga y de su estimación de costo.

Segundo: Se trazarán una serie de tangentes paralelas a cada curva por prueba y error, de tal manera que la suma de las pérdidas de carga individuales para cada conducto sean iguales a la carga total. La relación de variación de costo a cambio de carga, será igual para todos los conductos cuando las tangentes sean paralelas; esta condición satisficará los requisitos de diseño más económico.

EJERCICIO.

Utilizando la Figura No. 3, se plantea el problema de diseñar un sistema de conducción entre la presa A y el lago G, donde se requiere producción de energía.



RUTA PROPUESTA DEL ACUEDUCTO DE A A G

F i g u r a 3

Una investigación de la ruta indicó que la mejor combinación es una tubería entre A y B, un canal entre B y D y un túnel entre D y E. Suponga además que se requiere una caída en F.

DETERMINAR LOS GRADIENTES DE LOS CONDUCTOS Y SU LOCALIZACIÓN PARA OPTIMIZAR EL SISTEMA.

Supóngase que el túnel D E es un factor de control y que el punto E fijará la localización vertical del acueducto.

SOLUCION.

- 1.- Graficar una serie de curvas que muestren el costo por metro lineal contra pendiente de los diversos tipos de conducciones.
- 2.- Graficar la curva del costo de la presa contra altura de cortina. Suponer una altura inicial de la presa h_1 y dibuje una tangente en el punto A. La pendiente de esta recta representa el costo de un metro de cortina que se aumentara a h_1 .
- 3.- Dibuje la línea QZ en la Figura No. 4, tal que la tangente θ sea igual al costo adicional señalado, pero la pendiente será de signo contrario.

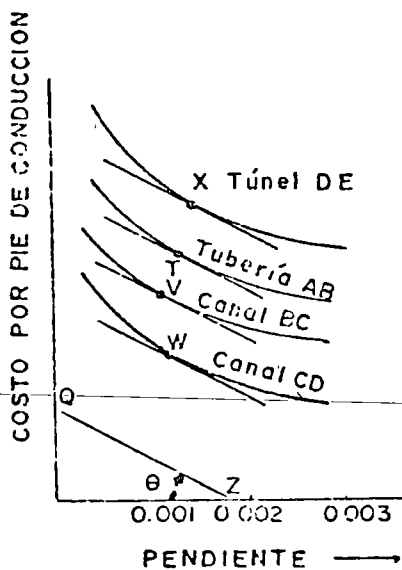


Figura 4

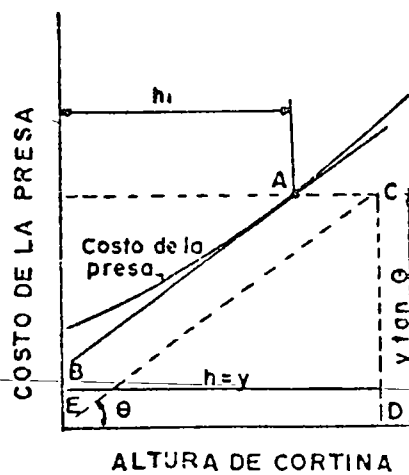


Figura 5

- 4.- Construya tangentes a las curvas de costo A B, BC, CD y ED, - en dicha figura, cuidando que sean paralelas a OZ. La localización de los puntos T, V, W y X permite la determinación de las pendientes óptimas económicas para cada tipo de conducto.
 - 5.- Usando las pendientes definidas por el inciso anterior, así como la cota supuesta de E, calcule la elevación de la presa A.
 - 6.- Compárela con h_1 . Si hay considerable diferencia, repita el procedimiento.
 - 7.- De E a G, el sistema óptimo tendrá que resolverse en consideración al valor de la energía desarrollada en la caída FG.
- Para la solución, se sigue un procedimiento similar al anterior. Empezar por suponer una caída F. Esto tentativamente fija el punto F. Estimar el valor de un metro de carga resultante de la caída. Puede usarse una gráfica similar a la No. 5 o un procedimiento analítico.
- 8.- Graficar las curvas de costos para los tipos de conductos requeridos entre E y F. En esta gráfica construya una nueva línea similar a OZ.
 - 9.- Dibuje tangentes paralelas a las curvas de costos y encuentre las pendientes más económicas.
 - 10.- Usando estas pendientes, encuentra la elevación real de F. Si esta difiere del supuesto, repita el procedimiento.

METODO DE JACKSON Y EDMONSTON

Se basa en la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial f}{\partial y} - \frac{d}{dx} \left(\frac{\partial f}{\partial y'} \right) = 0$$

La ecuación es general, aplicable a cualquier localización y cualquier tipo de estructura.

f = costo/m del conducto

y = elevación de la línea piezométrica en cualquier punto.

x = distancia a lo largo del conducto medida del origen.

$y' = \frac{dv}{dx}$ gradiente hidráulico.

$\frac{\partial f}{\partial y}$ = rapidez de cambio de costo unitario del conducto/elevación.

$\frac{\partial f}{\partial y'}$ = numéricamente es igual al valor de un metro de carga en cualquier punto.

En la práctica no se resuelve analíticamente, utilizándose el siguiente procedimiento simplificadorio.

El valor máximo ó mínimo de una función $u = f(x, y, z)$ que está conectado por una relación.

$\phi(x, y, z) = 0$ puede evaluarse de las siguientes cuatro ecuaciones.

$$\frac{\partial f}{\partial x} + \lambda \frac{\partial \phi}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial f}{\partial v} + \lambda \frac{\partial \phi}{\partial y} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial f}{\partial z} + \lambda \frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad (3)$$

λ es un multiplicador indeterminado. Para 3 conductos operando a una carga disponible.

$$H = h_1 + h_2 + h_3 \quad (4)$$

Siendo el costo de cada uno, una función de la pérdida de la carga.

El costo total, que es en mínimo, está dado por la expresión

$$C = C_1 + C_2 + C_3 = f_1(h_1) + f_2(h_2) + f_3(h_3)$$

De acuerdo con el Método de Lagrange.

$$\frac{\partial C_1}{\partial h_1} + \lambda \frac{\partial H}{\partial h_1} = 0$$

$$\frac{\partial C_2}{\partial h_2} + \lambda \frac{\partial H}{\partial h_2} = 0$$

$$\frac{\partial C_3}{\partial h_3} + \lambda \frac{\partial H}{\partial h_3} = 0$$

Como

$$\frac{\partial H}{\partial h_1} = \frac{\partial H}{\partial h_2} = \frac{\partial H}{\partial h_3} = 1$$

$$\frac{\partial C_1}{\partial h_1} + \lambda = 0$$

$$\frac{\partial C_2}{\partial h_2} + \lambda = 0 \quad \text{y}$$

$$\frac{\partial C_3}{\partial h_3} + \lambda = 0 \quad \text{además}$$

$$\frac{\partial C_1}{\partial h_1} = \frac{\partial C_2}{\partial h_2} = \frac{\partial C_3}{\partial h_3}$$

Utilizando incrementos, se puede escribir aproximadamente.

$$\frac{\Delta C_1}{\Delta h_1} = \frac{\Delta C_2}{\Delta h_2} = \frac{\Delta C_3}{\Delta h_3}$$

Y el costo mínimo se obtiene cuando $\frac{\Delta C}{\Delta h}$ es el mínimo para cada conducto y $H = \sum h$.

En la figura No. 6, las cargas h_1 , h_2 y h_3 consumidas en tres secciones de un conducto, se grafican contra el decrecimiento en costo ΔC por unidad de incremento en pérdida de carga Δh . La suma de las ordenadas a las tres curvas ($h_1 + h_2 + h_3$) dan lugar a una curva, suma que mide los valores de las pérdidas de carga H en el sistema para valores particulares de $\Delta C/\Delta h$. Si H' es la carga disponible para la totalidad de la conducción, la ordenada a la curva suma que sea igual a H' determina la distribución más económica de pérdidas de carga h_1' , h_2' y h_3' .

Los valores de $\Delta C/\Delta h$ pueden determinarse de una gráfica de C contra h . Si se leen los valores de C , de estas curvas a intervalos regulares, la pendiente $\Delta C/\Delta h$ a C_{k+1} , tendrá aproximadamente el siguiente valor.

$$\frac{\Delta C}{\Delta h} = \frac{(C_{k+2} - C_k)}{h_{k+2} - h_k}$$

en donde los índices k , $k+1$ y $k+2$ corresponde a pares de observaciones en la serie.

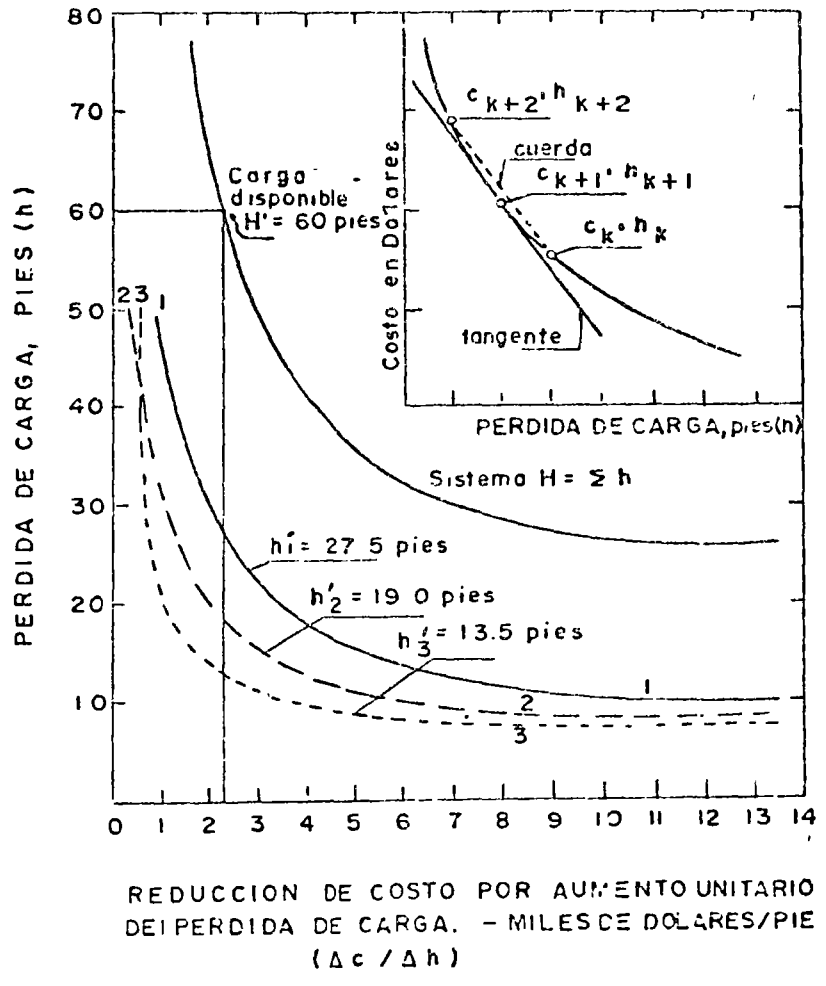
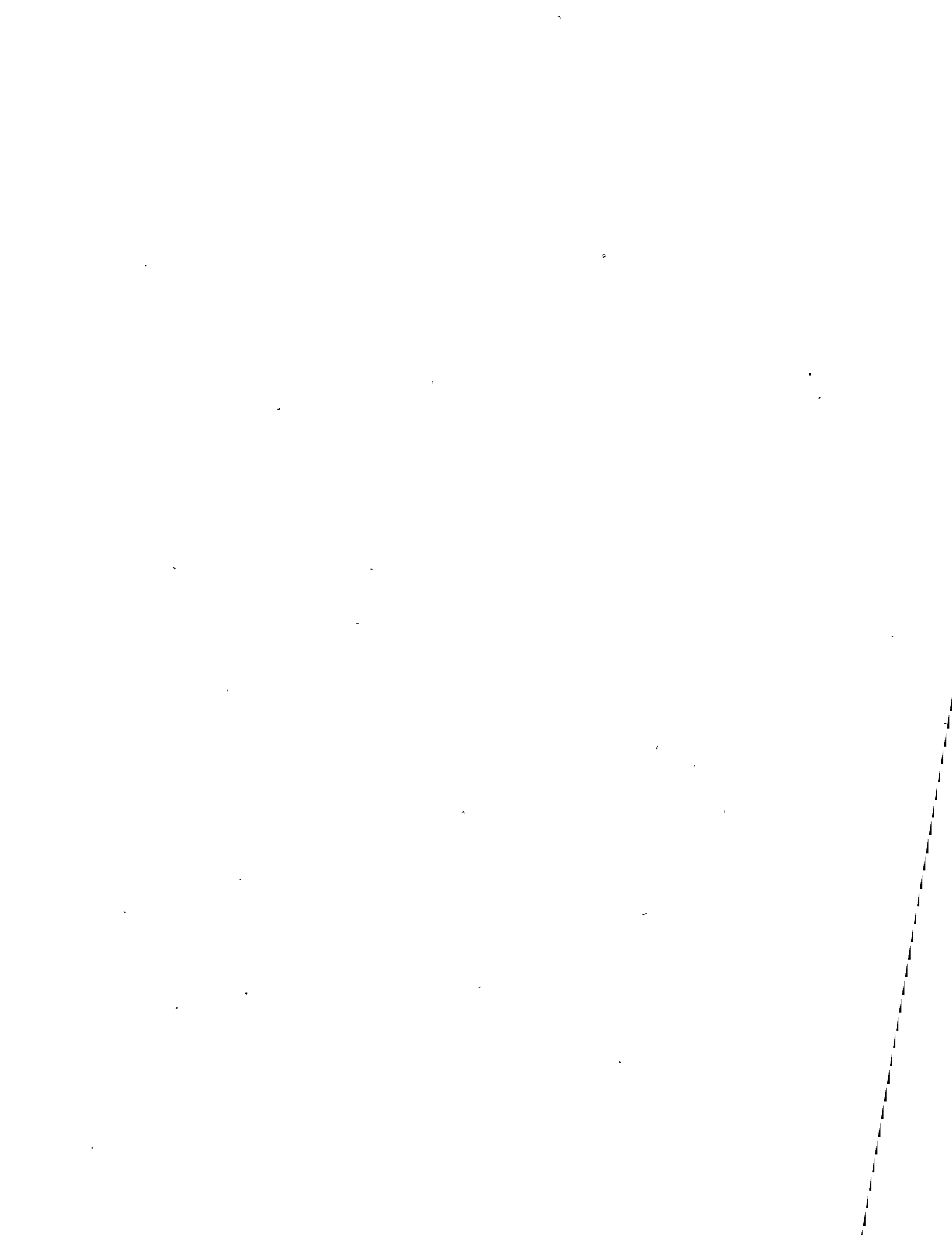


Figura 6



C O N D U C C I O N E S P O R B O M B E O



SELECCION DEL DIAMETRO ECONOMICO.

- 1.- FORMULAR UNA EXPRESION PARA EL COSTO TOTAL ANUAL DE LA TUBERIA.
- 2.- EXPRESAR TODAS LAS VARIABLES DE LA EXPRESION ANTERIOR EN TERMINOS DE CUALQUIERA DE ELLAS.
- 3.- DIFERENCIAR CON RESPECTO A LA VARIABLE ELEGIDA, IGUALAR A CERO Y RESOLVER LA ECUACION.

NOMENCLATURA.

- a = Costo de la tuberfa. $\$/Kg$ o $\$/m$
- B = Costo de instalación de la tuberfa.
- C = Coeficiente de la fórmula de Hazen Williams.
- d = Diámetro del tubo.
- p = Costo del bombeo (m^3/m),
- Q = Gasto bombeado.
- r = Tasa anual de interés + amortización + otros gastos anuales en $\%$
- S = Gradiente Hidráulico.
- V = Velocidad.

PROCEDIMIENTO.

PASO 1.-

a) COSTO ANUAL DE LA TUBERIA

(REF: MAURY, para tubo de acero).

$$B d r + 2 a r d^{1.5} - - - - - (1)$$

b) COSTO DE BOMBEO

$$K_1 p Q s - - - - - (2)$$

c) COSTO TOTAL ANUAL, POR TODOS LOS CARGOS,

EN \$/a

$$B d r + 2 a r d^{1.5} + K p Q s - - - (3)$$

PASO 2.-

DE LA FORMULA DE HAZEN - WILLIAMS

$$H = \frac{K_2 Q^{1.85} L}{d^{4.87} 1000} \quad \text{y} \quad S = \frac{K_3 Q^{1.85}}{d^{4.87}} \quad \text{--- (4)}$$

L = Longitud de la tubería.

H = Pérdida de carga/ 1000 m

K₂ y K₃ = Constantes

Substituyendo S de (4) en la ecuación (3)

$$B d r + 2 a r d^{1.5} + \frac{K_4 Q^{2.85} p}{d^{4.87}}$$

K₄ = Cte.

PASO 3.-

DIFERENCIANDO CON RESPECTO A d , e, igualando a 0,

se obtiene

$$B r d^{5.87} + 3a r d^{6.37} = K s P Q^{2.85} \text{ --- (5)}$$

Que puede ser aproximada a:

$$d = K_4 \left[\frac{P}{r (B+3a)} \right]^{1/6} Q^{0.475}$$

VELOCIDADES ECONÓMICAS EN DESCARGAS DE BOMBEO DE LONGITUD REDUCIDA.

\varnothing mm	25	40	55	100	150	200	300	500
V m/seg	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.5	2.9
Q m ³ /hr	2.5	7	21	55	140	270	550	2050

NOTA: PARA LINEAS DE SUCCION DE POCA LONGITUD, LOS VALORES DE
V y Q PUEDEN TOMARSE COMO 80% DE LOS INDICADOS .

PARA DESCARGAS DE GRAN LONGITUD, EL ESTUDIO INCLUIRA POR LO MENOS 3 DIAMETROS.

COSTO ANUAL DE ENERGIA.

$$E = P e b r$$

DEPRECIACION ANUAL:

$$D = C (i+a)/100$$

P_e , Consumo de energia en Kw
o HP

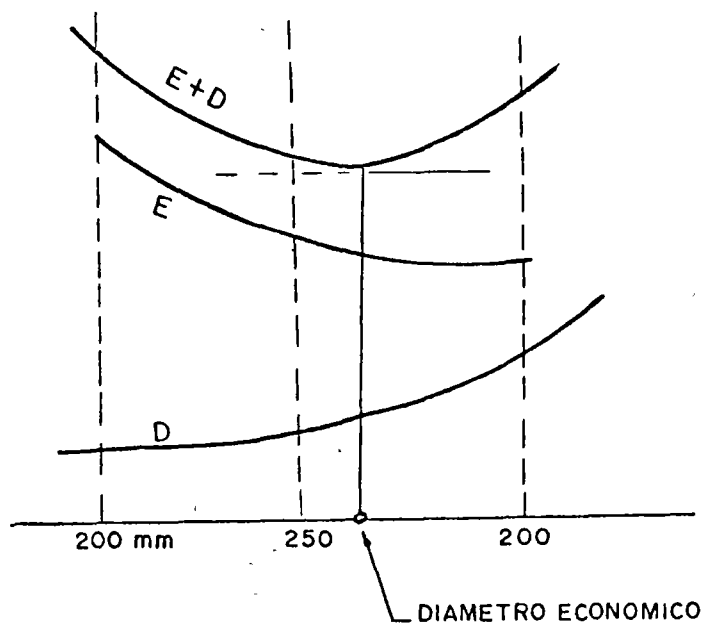
b , Horas anuales de operaci3n.

r , Costo por Kwh o Hph

c , Costo de inversi3n de equi-
pos y tuberfas.

i , Tasa de inter3s %

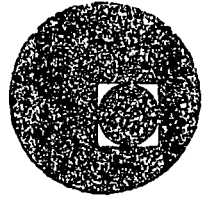
a , Amortizaci3n %



Puede utilizarse un solo valor para $(i+a)$



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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA

TEMA: SUGESTIONES PARA EL CALCULO DEL GOLPE DE ARIETE EN
INSTALACIONES.

PROF. M. en I. ARNULFO PAZ SANCHEZ.

Octubre de 1977.



SUGESTIONES PARA EL CALCULO DEL GOLPE DE ARIETE EN INSTALACIONES DE BOMBEO.

POR: M en I ARNULFO PAZ S.

1.- RESUMEN HISTORICO.

En 1897, Nicolai Egorovich Joukowski (1847-1921) demostró que la elevación de presión producida en una tubería por el cierre brusco de una válvula, es idéntico a un fenómeno acústico. Sus investigaciones fueron realizadas en el sistema de agua potable de Moscú, en extremos muertos y diferentes tipos de válvulas operadas con tiempos de cierre variables, obteniendo resultados que presentó en un cuidadoso estudio matemático que fue publicado en ruso y alemán, en las memorias de la Academia Imperial de San Petesburgo, en 1898 y que puede considerarse como el primer trabajo sobre golpe de ariete.

En 1902, Lorenzo Allievi (1856-1941) de Italia, amplió el análisis de Joukowsky y en 1913, basándose en su propia derivación complementaria de las ecuaciones fundamentales, publicó un tratamiento gráfico y matemático que se considera la base de cualquier desarrollo posterior en este campo. El método gráfico fue más tarde adaptado para usos prácticos por OTHMAR SCHNYDER (1904) de Suiza y por Louis Bergerón (1876-1948) de Francia.

El profesor Robert W. Angus dió a conocer estos procedimientos en Inglaterra y los E.E.U.U. y desarrolló en forma más amplia el método gráfico. Resulta también importante mencionar al Dr. Charles Jaeger, quién contribuyó con un procedimiento para incluir el efecto de fricción, a J. Calame y Daniel Gaden por sus ecuaciones e investigaciones, sobre todo las relacionadas con pozos de oscilación, a N. R. Gibson, quien aplico la integración

aritmética al cálculo del golpe de ariete y a Stepanoff, F.M. -- Dawson y A.A. Kalincke, por sus recopilaciones y aplicaciones -- del método gráfico.

Las investigaciones y aplicaciones recientes se deben a John -- Parmakian y a George R. Rich.

2.- CONTENIDO.

El problema de cálculo del golpe de ariete en las líneas de descarga de bombas, ha sido tratado durante mucho tiempo con diversos métodos, algunos de ellos como meros ensayos o aproximaciones. Con la construcción creciente de estaciones de bombeo, algunas de ellas de gran magnitud, se requiere de cálculos más precisos. Los resultados de las experiencias anteriores son limitados en número, sistematización y precisión. Una de las dificultades mayores para la determinación del golpe de ariete, ha sido la falta generalizada de las características completas de las bombas, ya que para la mayoría de ellas, no se dispone de información cuando la bomba trabaja con escurrimiento en sentido inverso o con rotación contraria. Sin embargo de los pocos datos existentes se ha encontrado una gran concordancia entre la teoría y la práctica. Las mayores divergencias se deben a entrada de aire a las tuberías, o al uso de instrumentos inadecuados para la medición de las presiones. Puede presentarse problema con agua que contenga gases producidos por la descomposición de materia orgánica, ya que se reduce la velocidad de la onda de presión o bien cuando se tienen condiciones que producen cavitación, debidas a una reducción brusca de la presión en cantidad suficiente para crear ese problema.

En las conducciones largas, con altas presiones, hay mayor correspondencia entre la teoría y la práctica, que en las que tienen condiciones contrarias.

El problema más importante del golpe de ariete, en las estaciones de bombeo, es la variación de la presión en la tubería de descarga, que ocurre durante la falla de la energía que alimenta al motor. Las variaciones que se presentan al arrancar la bomba son generalmente de menor importancia y pueden controlarse usando válvulas y equipos de arranque adecuados, así como la precaución especial de remover el aire de la línea de descarga.

El método de cálculo que se presenta es el gráfico propuesto por Bergeron y Angus, con las indicaciones de Schyder y Jaeger. La solución gráfica es tan exacta como la analítica, pero de tratamiento más simple. La correspondencia de la teoría con la práctica depende de la exactitud de la información para establecer los sistemas característicos. La aplicación del método requiere solamente de una clara visión de la secuencia de los eventos que conducen al golpe de ariete y el mecanismo de la propagación de la onda de presión.

3.- NOTACION.

- g = aceleración debida a la gravedad.
- H = carga de presión.
- h = sobre elevación o caída de presión.
- a = velocidad de la onda de presión.
- H_0 = carga de presión estática.
- V = velocidad
- V_0 = velocidad inicial.
- Q = gasto
- H_f = pérdida de carga.
- μ = intervalo de tiempo = $2L/a$.
- L = longitud de la tubería
- A = área del tubo.
- W = peso de las partes giratorias de la bomba y motor.

I = momento de inercia

R = radio de giro.

T_c = tiempo de cierre

γ = peso específico del líquido

η = eficiencia de la bomba

X = distancia medida longitudinalmente a la tubería

$N_1, N_2, \text{ etc.}$ = curvas características de la bomba para trabajo normal.

$J_1, J_2, \text{ etc.}$ = curvas características de la bomba trabajando como turbina o en sentido contrario.

4.- TEORIA BASICA.

El tratamiento gráfico considera que la presión H_{xt} y el gasto Q_{xt} al punto x y al tiempo t , están relacionados linealmente a la presión H_{XT} y al gasto Q_{XT} en los puntos X y T .

Considerando una onda de presión moviéndose contra el escurrimiento (en la dirección $-v$).

$$x = X + (t-T)a$$

$$H_{xt} - H_{XT} = \frac{a}{gA} (Q_{xt} - Q_{XT}) \dots\dots\dots (1)$$

Cuando se mueve en la dirección del escurrimiento ($+v$)

$$x = X - (t-T)a$$

$$H_{xt} - H_{XT} = -\frac{a}{gA} (Q_{xt} - Q_{XT}) \dots\dots\dots (2)$$

En un diagrama $H - Q$ ó $H - V$, la ecuación representa una línea recta I con una pendiente: (para una sección de tubería constante).

$$\tan \alpha_1 = a/gA$$

y la ecuación (2), una línea recta II con una pendiente

$$\tan \alpha_2 = a/gA \quad (\text{Fig No. 1})$$

Estas líneas rectas se llaman "LINEAS DEL GOLPE DE ARIETE".

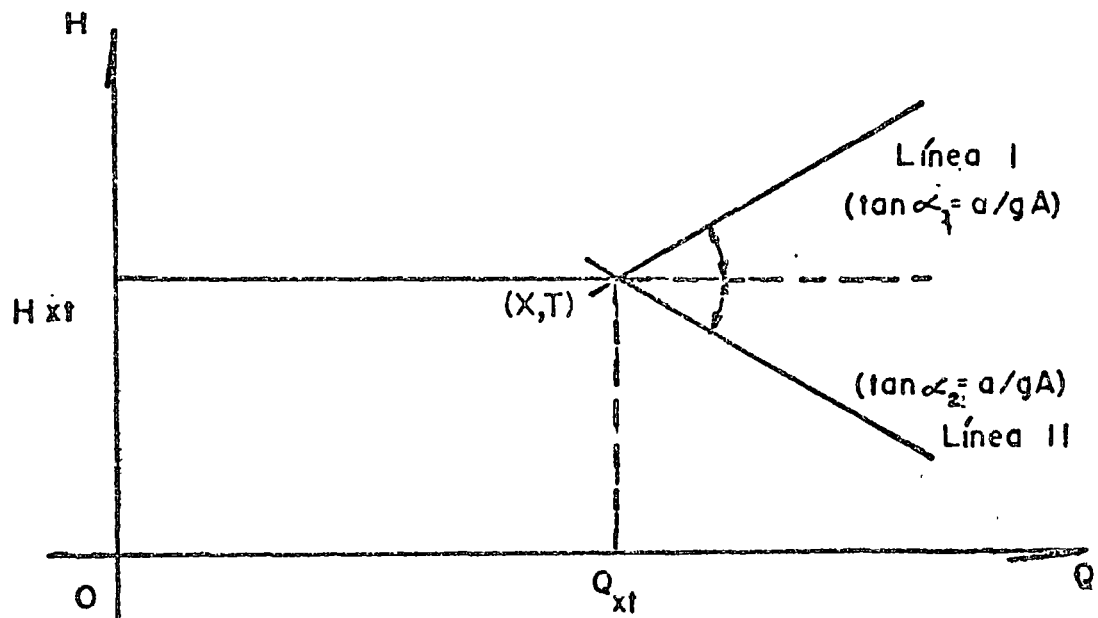


FIGURA I

4.1.- Condiciones de frontera en el diagrama (H - Q) ó (H - V).

Para un escurrimiento permanente, las condiciones de frontera en los extremos de la tubería se representan por curvas simples en el diagrama. La figura No. 2 muestra que en el extremo superior C de la tubería de descarga, donde la presión se supone constante, la condición de borde $H_o = Cte$, se representa por la horizontal correspondiente.

La influencia de la abertura de una válvula de compuerta, de mariposa, de aguja o de cono con área constante A_{jo} , se representa por una parábola J_o . Cuando se tienen diferentes aberturas $A_{j1}, A_{j2}, A_{j3}, \dots$ a los tiempos t_1, t_2, t_3, \dots las condiciones en la compuerta se representarán por una familia de parábolas J_1, J_2, J_3, \dots .

Una curva característica de la bomba con trabajo normal, puede representarse por la curva N_0 , en el diagrama $H-Q$ ó $H-V$, - en donde N_0 es la velocidad de rotación de la bomba. Para escurrimiento permanente, el gasto de la bomba será Q_0 , para una carga de bombeo H_0 y el punto A_0 sobre la curva N_0 , representará la condición para ese escurrimiento.

De la curva N_0 , característica de la bomba para velocidad N_0 , pueden obtenerse las curvas N_1 , N_2 , etc. usando las relaciones:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N_1}{N_2} \quad \text{y} \quad \frac{H_1}{H_2} = \frac{N_1^2}{N_2^2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

Es importante indicar, que cuando se calcula golpe de ariete en las instalaciones de bombeo se necesita contar con las características de operación del rotor trabajando como bomba, como disipador de energía y como turbina.

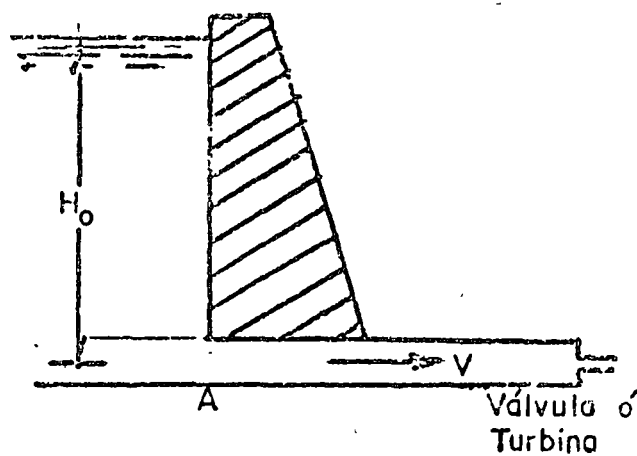
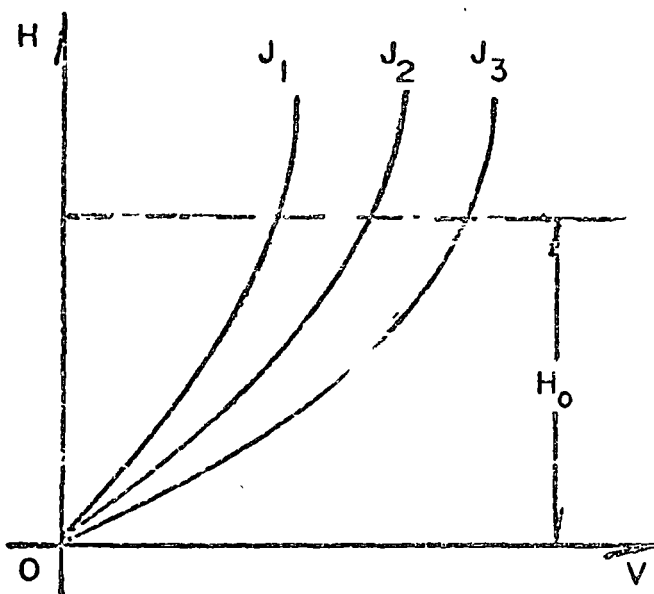


FIGURA 2

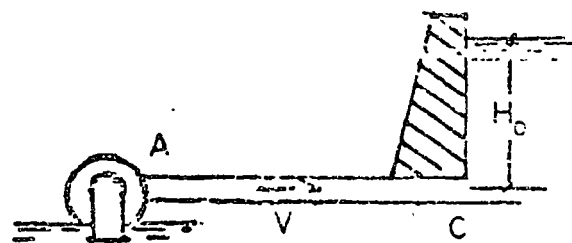
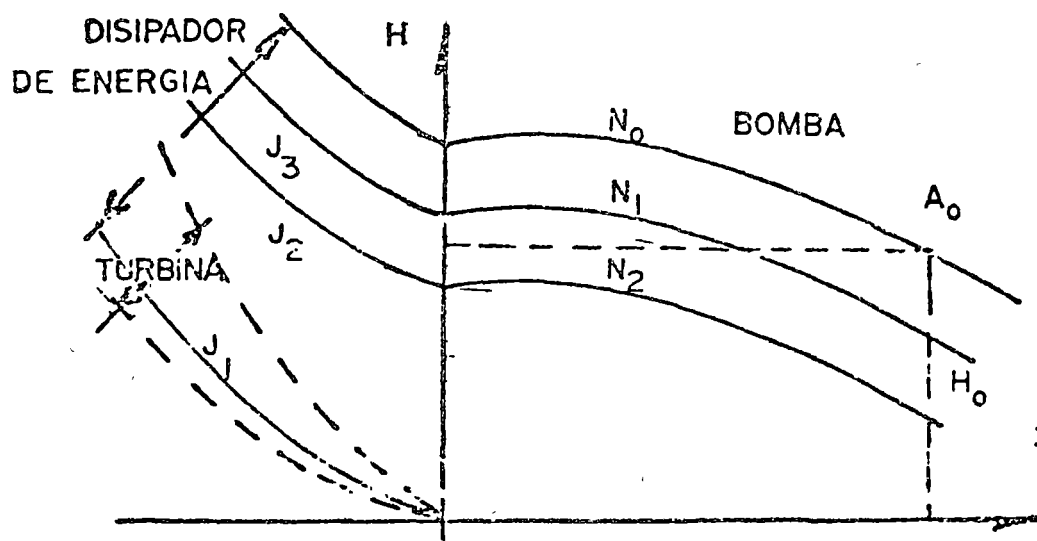


FIGURA 3

4.2.- El tratamiento gráfico.

El tratamiento gráfico del golpe de ariete consiste en considerar el movimiento de las líneas de golpe de ariete I y II de una curva de frontera a la otra, justamente como las ondas de presión se mueven de un extremo de la tubería al otro.

Para involucrar la influencia de la masa de rotación, es necesario considerar el teorema de la cantidad de movimiento. De él se puede escribir la relación de la desaceleración del rotor al cambio en torque y al momento de inercia de las masas giratorias

La variación de la velocidad V de la masa en rotación, producida en el tiempo Δt es:

$$\Delta V = \frac{MT}{I} \Delta t \dots\dots\dots (4)$$

El torque MT absorbido por la bomba es:

$$MT = \frac{P}{\omega} = \frac{60 P \times 75}{2 N \pi} = \frac{716 P (C.V.)}{N (rpm)} \dots\dots (5)$$

El cálculo del golpe de ariete se efectúa en dos etapas. Las variaciones de presión y gasto o velocidad, se obtienen de la gráfica $H-Q$ ó $H-V$; las variaciones de la velocidad se calculan paso a paso, a medida que la potencia utilizada por la bomba: $P = Q \gamma H / \eta$, varía con H y Q .

5.- APLICACION.

Se presentan dos casos principales:

5.1.- Plantas de baja carga, con altas velocidades de escurrimiento en las tuberías de descarga.

En este caso es posible, usando una válvula check tipo swing, colocada a una distancia adecuada de la bomba, limitar el golpe de ariete a un máximo de dos veces de presión normal de trabajo, despreciando la fricción y sin ningún requisito particular de efecto de volante de inercia pesado en los elementos de rotación

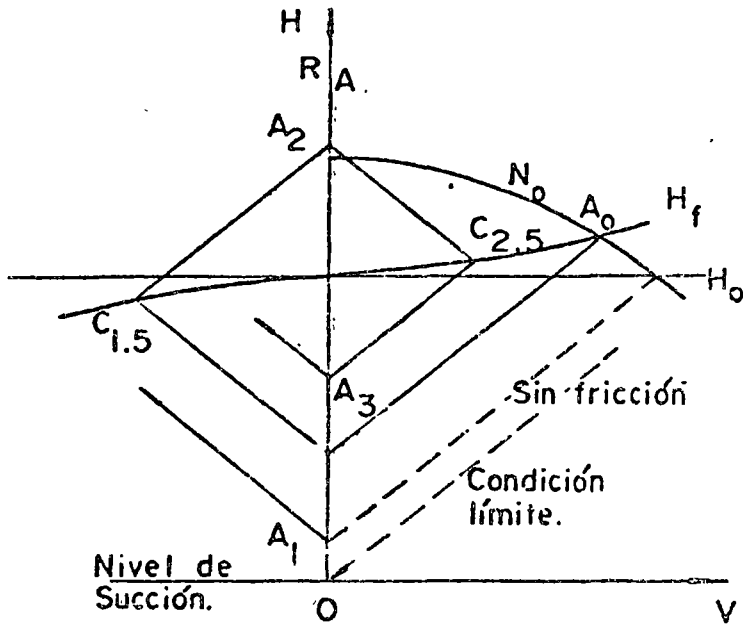


FIG. 4a. Falla de energía con válvula check.

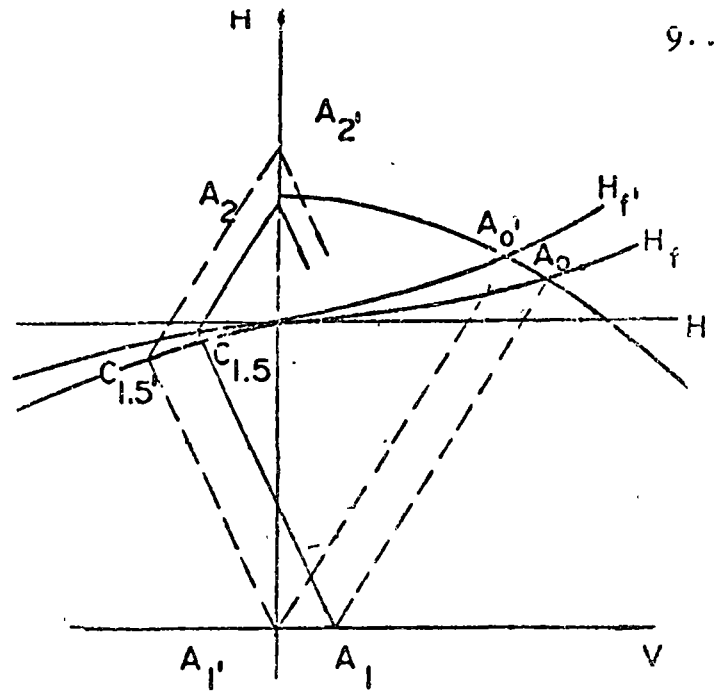


FIG. 4b. Caída de presión al nivel de succión.

Sólo se podrá presentar una presión en exceso del límite señalado arriba, si la columna de agua de la tubería de descarga continua moviéndose después que se haya cerrado la válvula de seccionamiento, causando una ruptura en la columna de agua con la subsecuente variación de presión debida al choque de reunión de las columnas de agua separadas. Fig. 5.

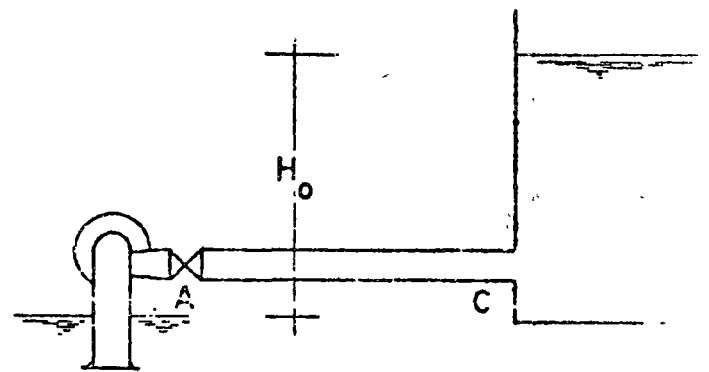
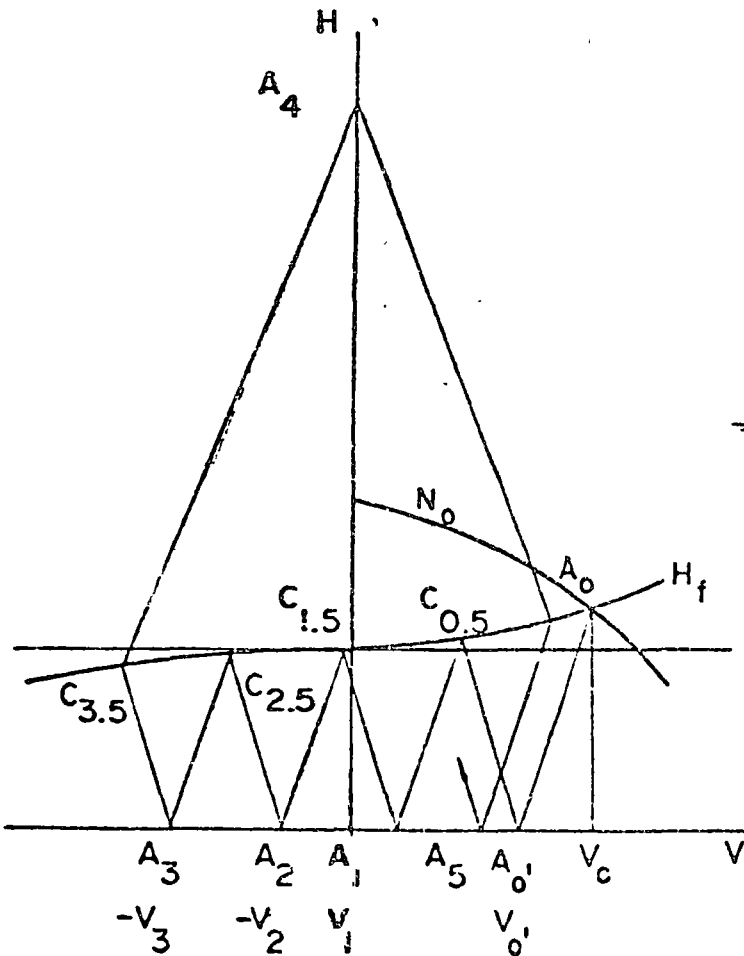


FIGURA 5
Ruptura de la columna de agua.

5.2.- Bombas con altas cargas, que requieran un control más exacto de la elevación de presión.

En estas plantas la economía obliga a controlar la elevación de presión dentro de rangos limitados, por lo que se requiere de un estudio cuidadoso para limitar la presión máxima a valores seguros

El fenómeno puede dividirse en tres fases:

Primera fase.- Inmediatamente después de la falla de energía, la velocidad y consecuentemente el gasto decrecen. La presión cae rápidamente y el agua en la tubería se desacelera y finalmente se para, iniciándose el escurrimiento en sentido contrario. La caída brusca de presión puede causar la rotura de la columna de agua en la parte alta de la conducción, o en cualquier punto donde el gradiente de la onda negativa caiga abajo de la presión atmosférica. Para evitar esta dificultad pueden usarse diversas soluciones: Instalación de cámaras de oscilación, válvulas de admisión de aire o válvulas check en la parte alta de las conducciones o utilización de volantes de inercia pesados.

El factor que modifica la velocidad con la cual el agua de la columna en la línea de descarga, se regresará, es la inercia de la bomba y motor. En una instalación de poca inercia, la velocidad cae muy rápidamente y el escurrimiento inverso ocurrirá en un tiempo menor que un intervalo $2L/a$ segundos. En una instalación con considerable inercia de las partes rotatorias, el escurrimiento inverso no ocurrirá hasta después de varios intervalos. En la figura No. 6 se muestra la relación entre el efecto de volante de la bomba y motor y la caída de presión en el conducto.

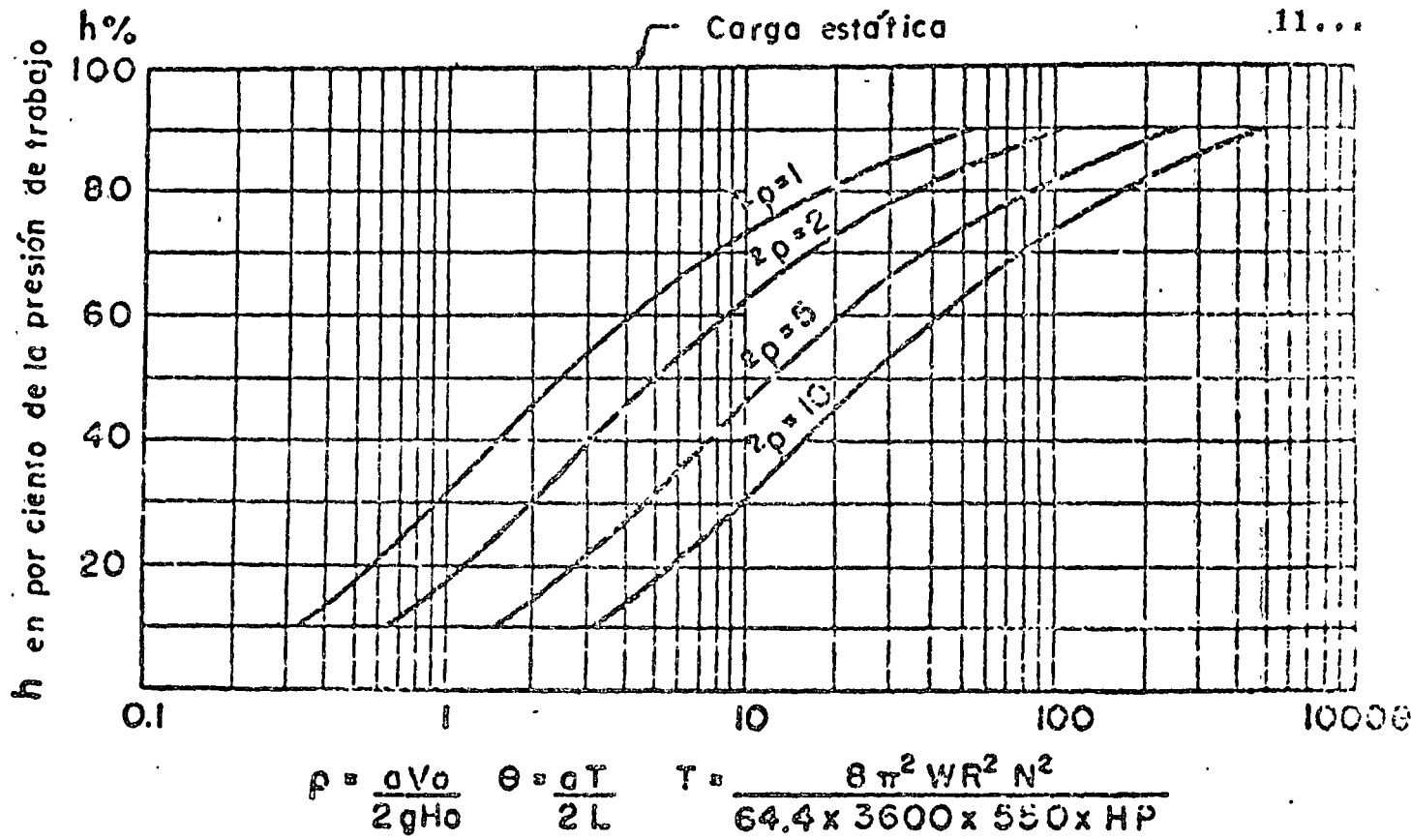


Figura 6

La base para la preparación del diagrama, es la gráfica de Allievi de caída de presión. El tiempo T que se usa en el parámetro: $\theta = aT/2L$, es el tiempo requerido por la unidad de bombeo para llegar a 0 r.p.m. después del fallo de la energía y que con suficiente exactitud para el cálculo resulta ser:

$$T = \frac{4 \pi^2 W R^2 N^2}{64.4 \times 3600 \times 550 \times P_{prom}} \quad \delta \quad T = \frac{8 \pi^2 W R^2 N^2}{64.4 \times 3600 \times 550 \times P} \quad (6)$$

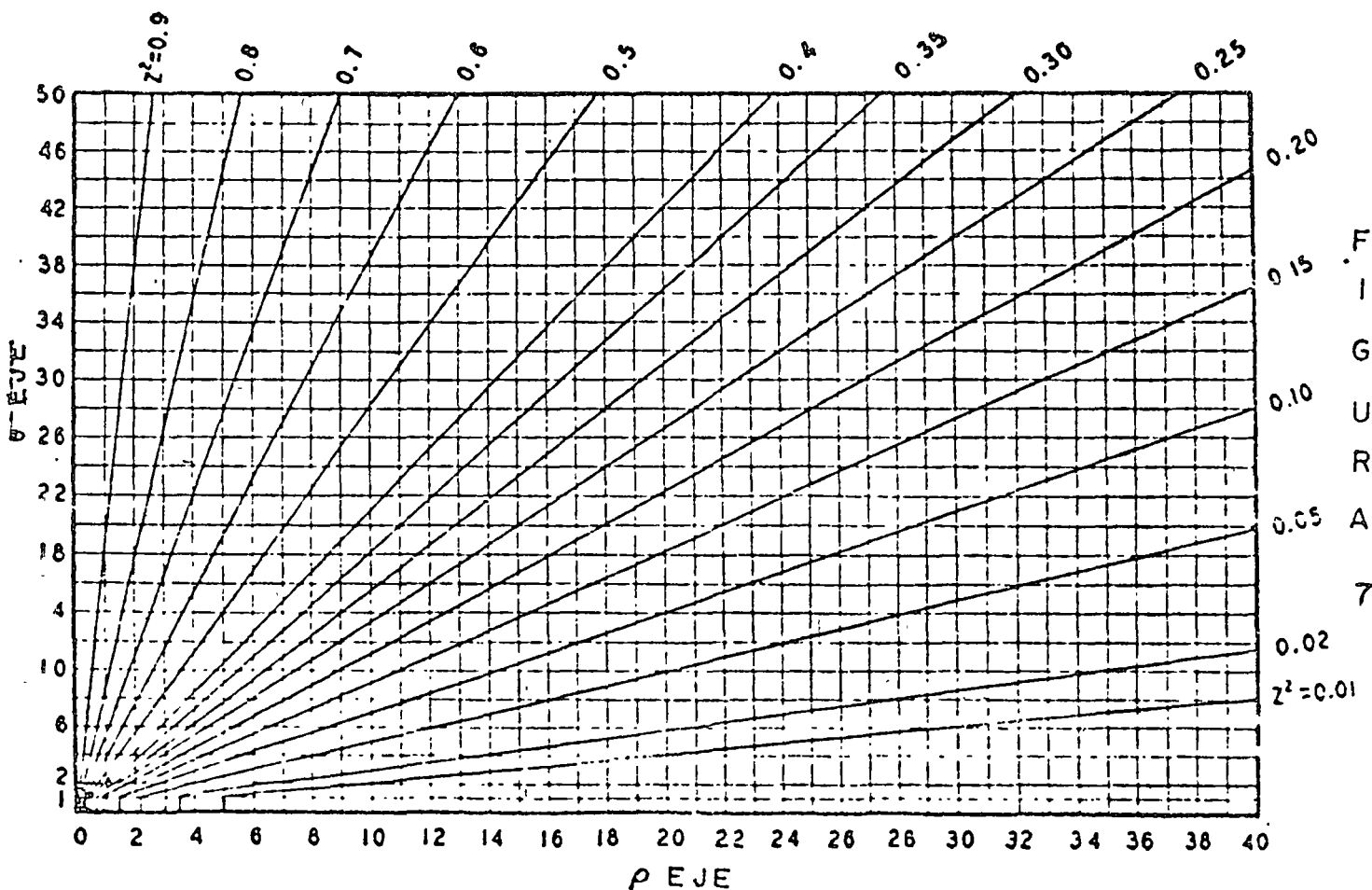
Si la válvula check se cierra totalmente en un tiempo menor que $2L/a$ la presión positiva neta, en exceso de la presión de trabajo será igual a la caída inicial de presión considerando nula la fricción. Fig. 4a. Si la fricción es significativa se debe hacer la corrección correspondiente. Fig. 4b.

Si se proporcionan el tamaño y tiempo de cierre adecuados, de un supresor de golpe de ariete, la elevación de presión puede reducirse a 0. El tamaño apropiado del supresor estará determinado por el incremento de velocidad, que es igual a:

$$V_s = \frac{g \times \text{caída inicial de presión}}{a} \dots\dots\dots (7)$$

El tiempo de cierre puede obtenerse por aproximaciones usando la gráfica de Allievi para elevación de presión, Fig. 8, con H_0 igual a la carga de trabajo y V_0 igual a V_s .

Se incluyen las gráficas de Allievi para caída, Fig. 7, y elevación de presión, Fig. 8.



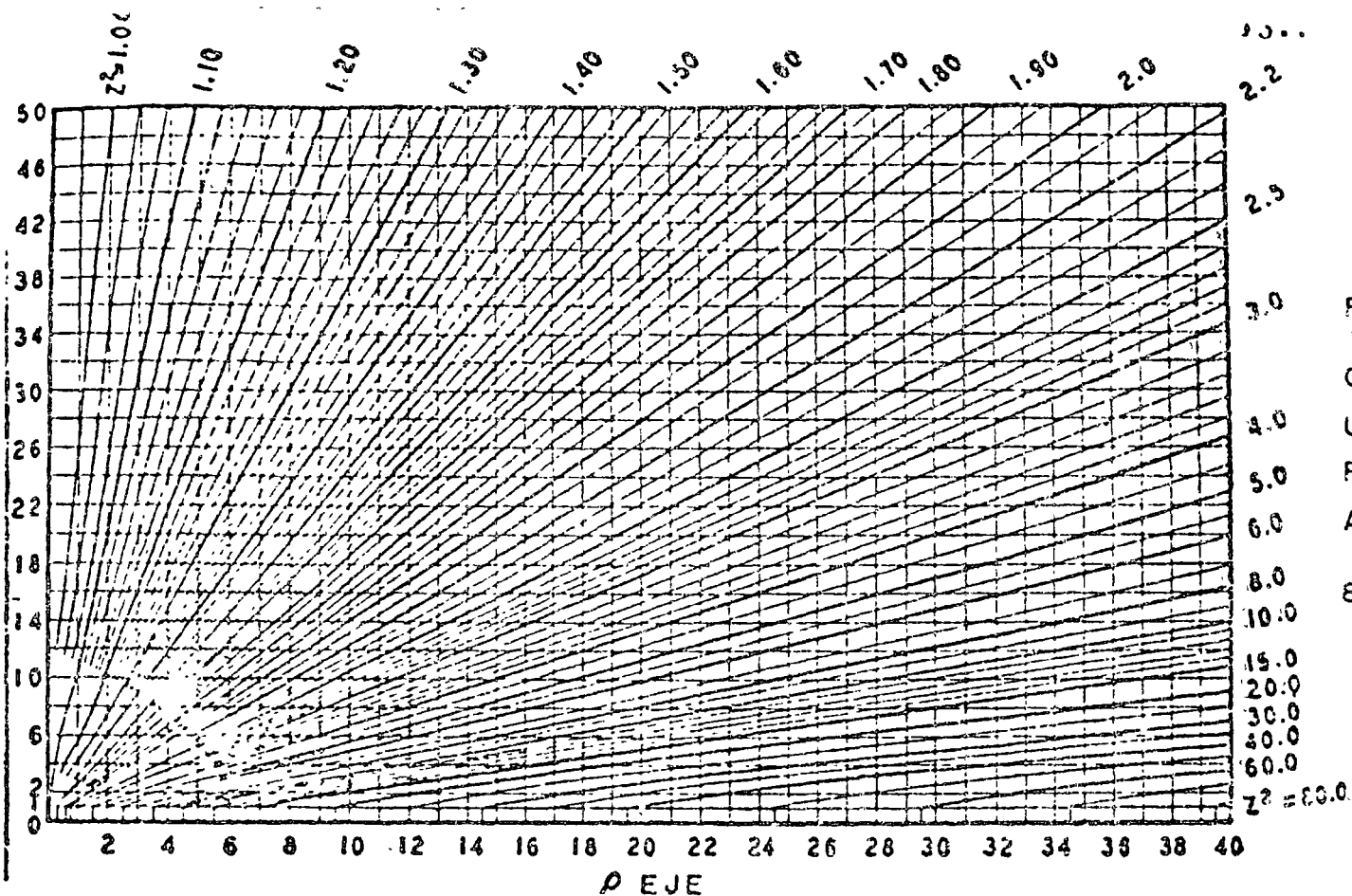


FIGURA 8

La caída de presión en esta primera fase sería mínima, si no hubiera restricción en el gasto descargado por la bomba, pero si la válvula de seccionamiento se cierra antes que la columna de agua se detenga, la presión negativa aumentará.

Segunda fase.- Es el período que transcurre desde el momento en que principia el escurrimiento inverso, hasta que se llega a la máxima descarga en esa dirección. Hay cuatro casos comunes:

a).- Con una válvula check en la tubería.

En este caso el escurrimiento inverso es imposible y la representación gráfica se muestra en la figura 9.

b).- Con un supresor de golpe de ariete en combinación con una válvula check.

Un supresor de golpe de ariete puede ser del tipo de cámara neumática o una válvula de resorte "cargado". En cualquiera de los casos, el supresor actúa de tal manera

que suspende gradualmente el escurrimiento inverso y así limita la elevación de presión. Deberá tenerse en cuenta que para evitar sobrepresiones excesivas durante esta fase, el escurrimiento inverso no se debe restringir demasiado, ni suspenderlo demasiado rápido durante la tercera fase.

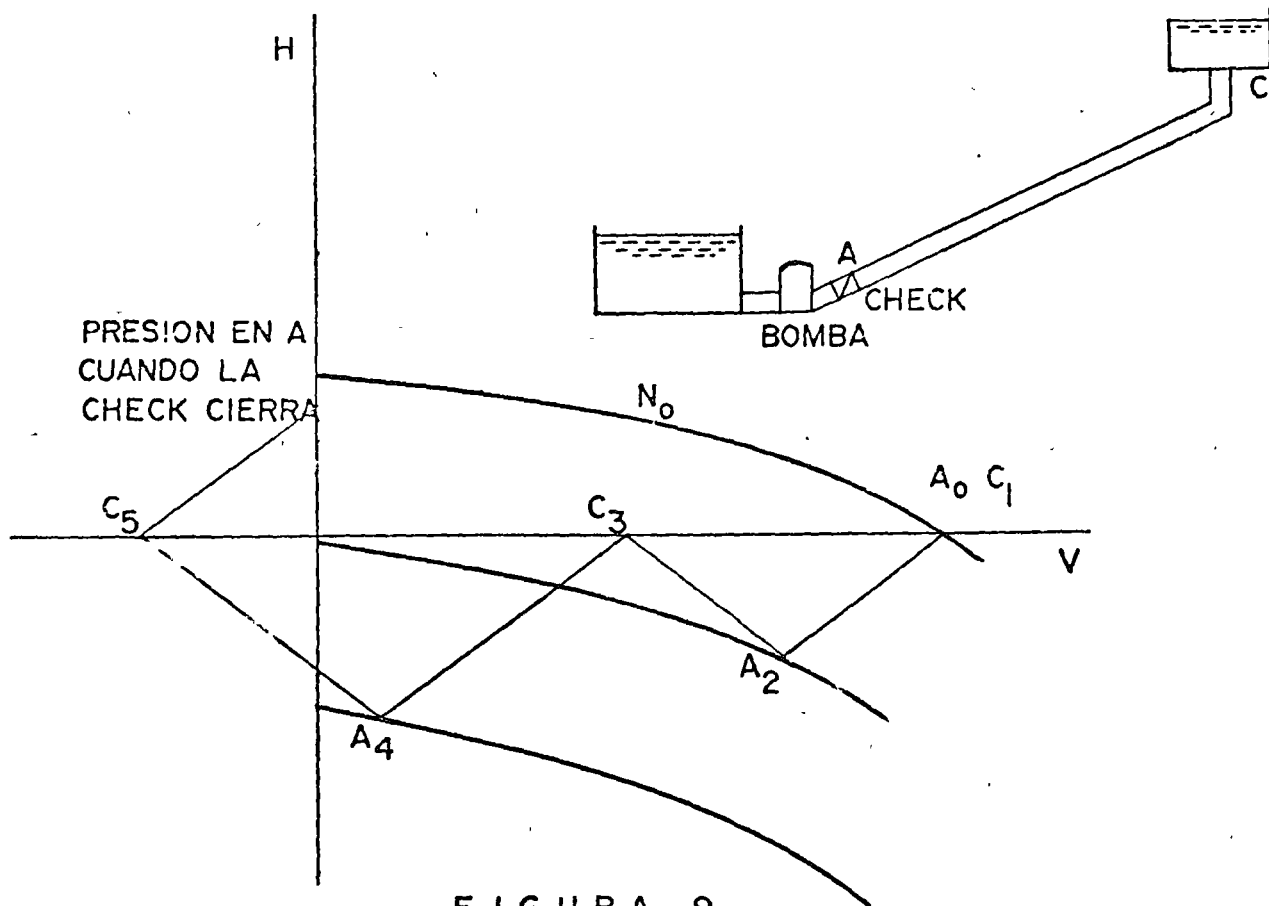


FIGURA 9

Como se ve en la figura 10, la presión se va recuperando gradualmente hasta la normal y el supresor puede cerrarse tan lentamente como se quiera, para mantener la presión dentro de un rango de valores predeterminados.

La máxima velocidad de la línea debida al escurrimiento a través del supresor está dada por la ecuación (7), de la cual puede calcularse el diámetro del supresor. Como no siempre es fácil mantener una relación de abertura definida en un supresor en todas las condiciones, y pudiera abrirse la válvula muy tarde, es aconsejable iniciar la abertura durante la primera fase y continuarla durante la segunda y tercera, hasta

que la velocidad sea 0.

c).- En la figura 11, se ilustra la condición cuando no hay ni válvula check, ni supresor y la bomba opera en la dirección inversa como una turbina sin demanda.

Como la velocidad de la bomba decrece y el escurrimiento se suspende, se llega a un punto en donde la bomba puede todavía estar girando aún cuando no pase agua. Para resolver este caso es indispensable conocer las características completas de una bomba. Las características completas de una bomba centrífuga se muestran en la figura 12 para ilustrar el comportamiento en caso de falla.

El supresor se cierra entre μ y 1.5μ

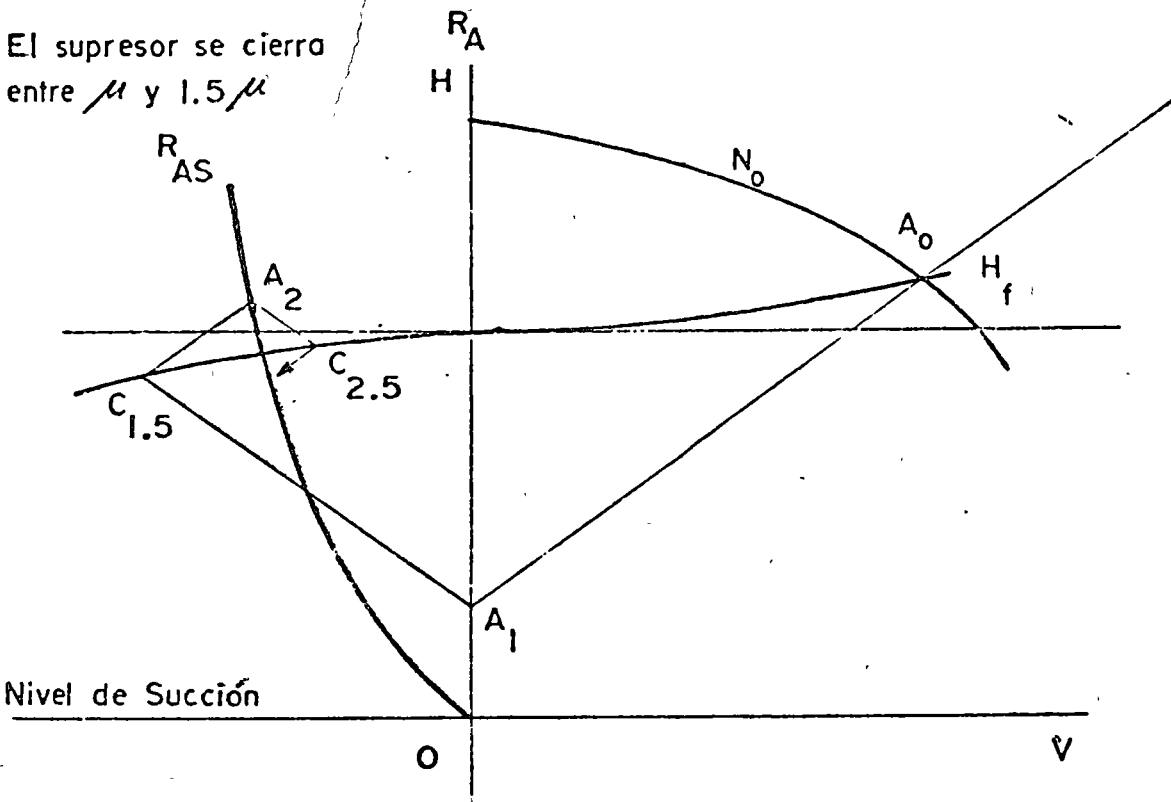


FIGURA 10

Curva de la bomba trabajando como turbina.

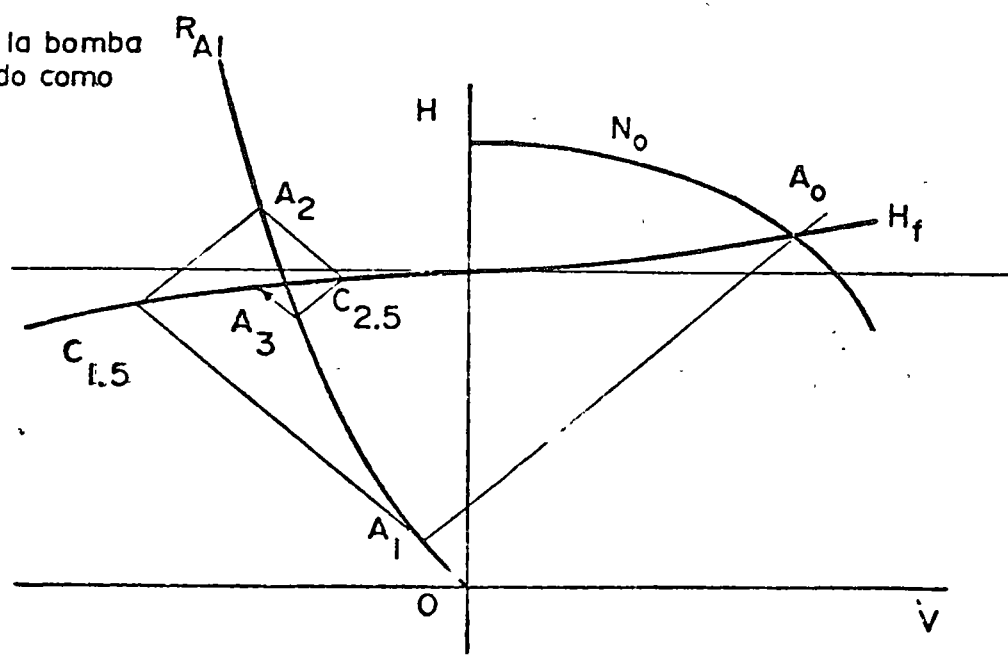


FIGURA 11

Falla de energía sin valvula check.

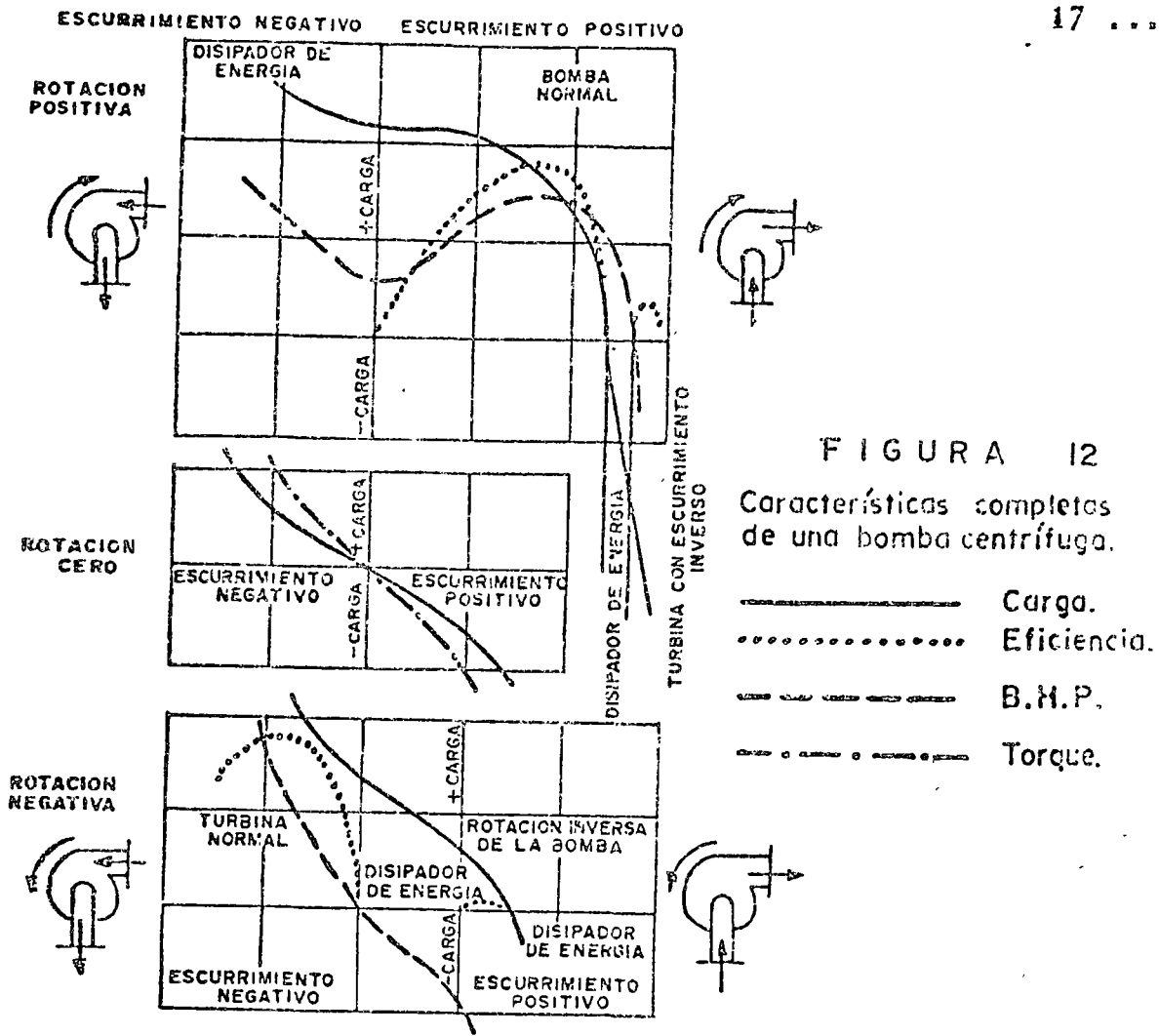


FIGURA 12
 Características completas de una bomba centrífuga.
 — Carga.
 Eficiencia.
 - - - - B.H.P.
 - · - · - Torque.

El funcionamiento de la bomba está dibujado cuando trabaja normalmente y como una turbina con escurrimiento inverso a velocidad 0, y cuando gira en reversa como una turbina normal y como una bomba con escurrimiento inverso.

Entre las diversas fases ocurren zonas de disipación de energía. La secuencia de trabajo de una bomba al ocurrir una falla de la corriente es la siguiente:

Bomba normal, disipador de energía, turbina con escurrimiento inverso, rotación 0, turbina normal, turbina a su velocidad de "desboque" y desaceleración hasta parar a cero carga.

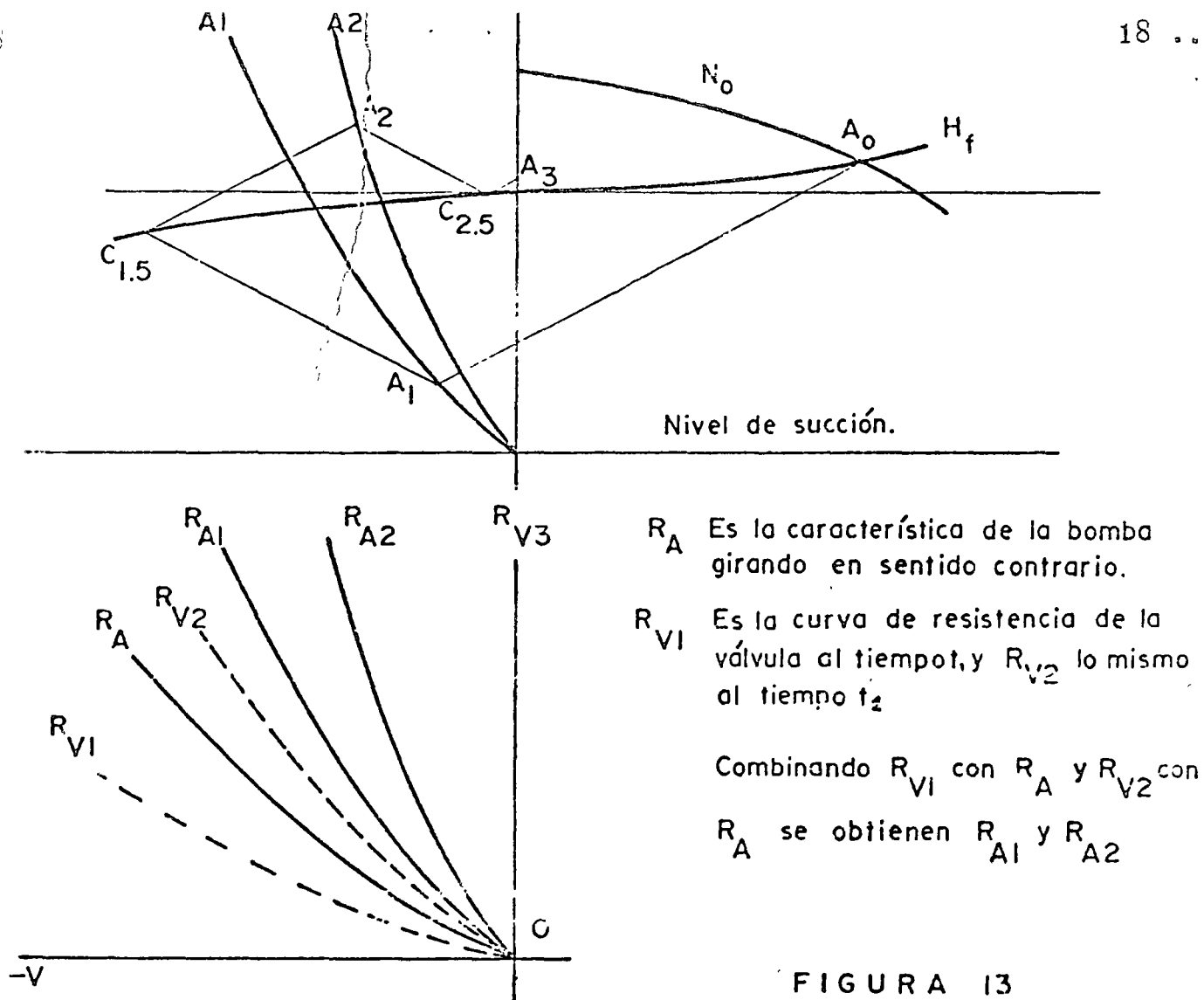


FIGURA 13

d).- Instalación con una válvula de cierre controlado, que reúne la acción combinada de una válvula check y un bypass, de tal manera que la operación de la válvula check consiste en cerrar rápidamente y la del by pass lentamente, en tal forma que a final de la primera fase se tenga una abertura predeterminada, similar al caso b). Fig. 13.

Tercera fase..- Esta fase comprende el período desde el máximo escurrimiento inverso hasta que el flujo cesa totalmente.

a).- Cuando se usa la válvula check de cierre rápido, se evita el regreso del escurrimiento y la tercera fase corresponde a la segunda.

- b).- En el caso de un supresor, puede cerrarse muy lentamente para evitar elevaciones excesivas de presión. El problema es similar al cierre de una válvula con descarga libre y la determinación de la rapidez de cierre es muy sencilla.
- c) y d).- En el caso donde el escurrimiento inverso pasa a través de la bomba, la bomba se desacelerará hasta pararse y girará en sentido contrario, trabajando como una turbina a la velocidad de "desboque", sin demanda. Con el tipo usual de bomba centrífuga, la descarga a través de la bomba decrecerá y se originará una sobre elevación de presión. Si se agrega un efecto de volante de inercia grande, la sobre presión se reducirá, ya que el tiempo requerido para el cambio de velocidad se alargará.

6.- METODO APROXIMADO.

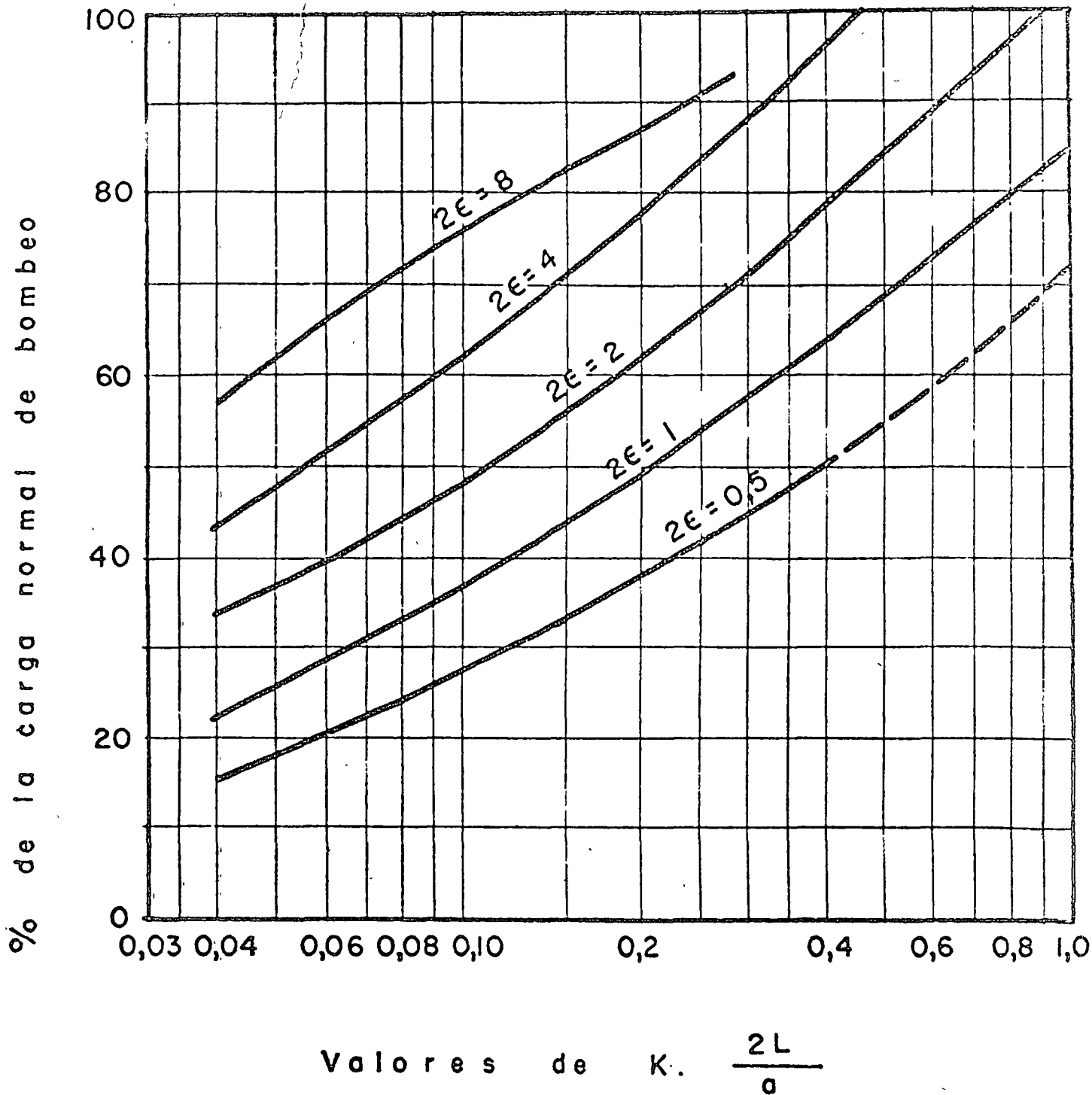
Para una determinación aproximada de la elevación y caída máximas de presión, en el caso de falla de energía, cuando no existen válvulas de control en la bomba, se pueden usar las gráficas de Parmakian figuras 14 y 15.

La variación de la presión está en función de dos parámetros: 2ϵ y K , definidos como sigue:

$$2\epsilon = \frac{a V_0}{g H_0} = \frac{h_{\max}}{H_0} \dots\dots\dots (8)$$

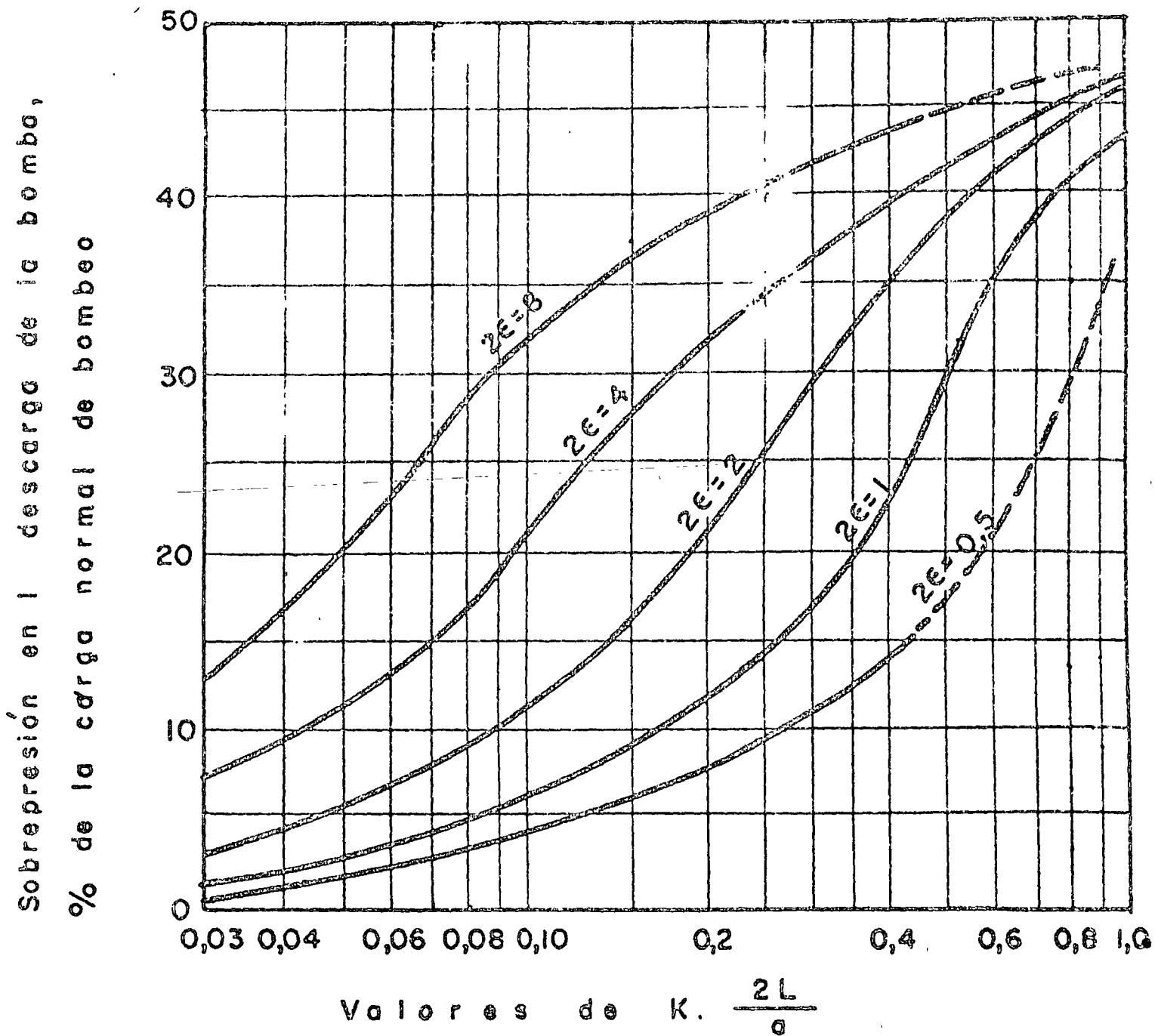
$$K = \frac{810\,000 \text{ (BHP)}}{W R^2 \text{ (rpm)}^2}$$

Depresión en la descarga de la bomba,



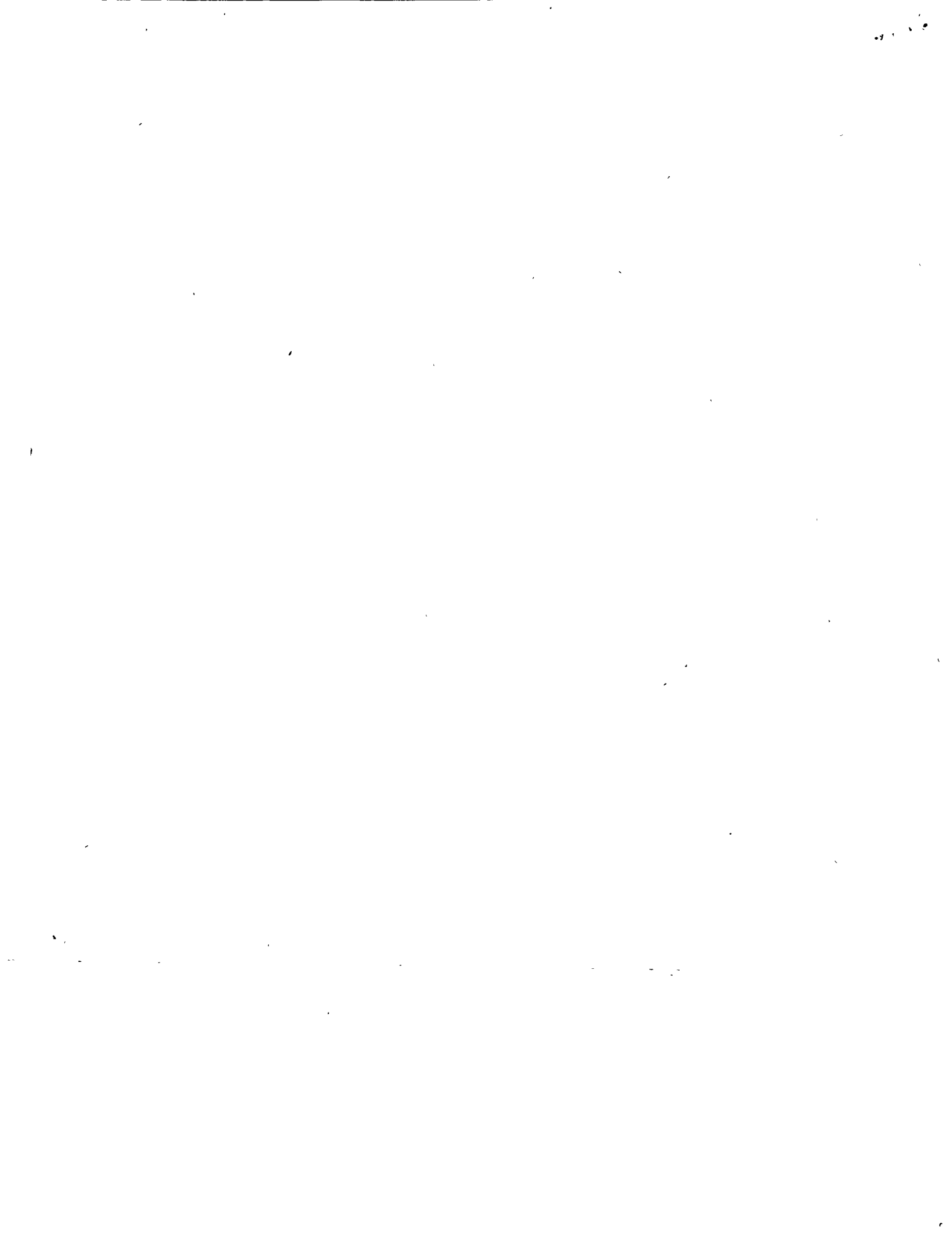
(a)

Fig. 14.— Depresión en la descarga de la bomba.



(c)

Fig. 15. — Sobrepresión en la descarga de la bomba.





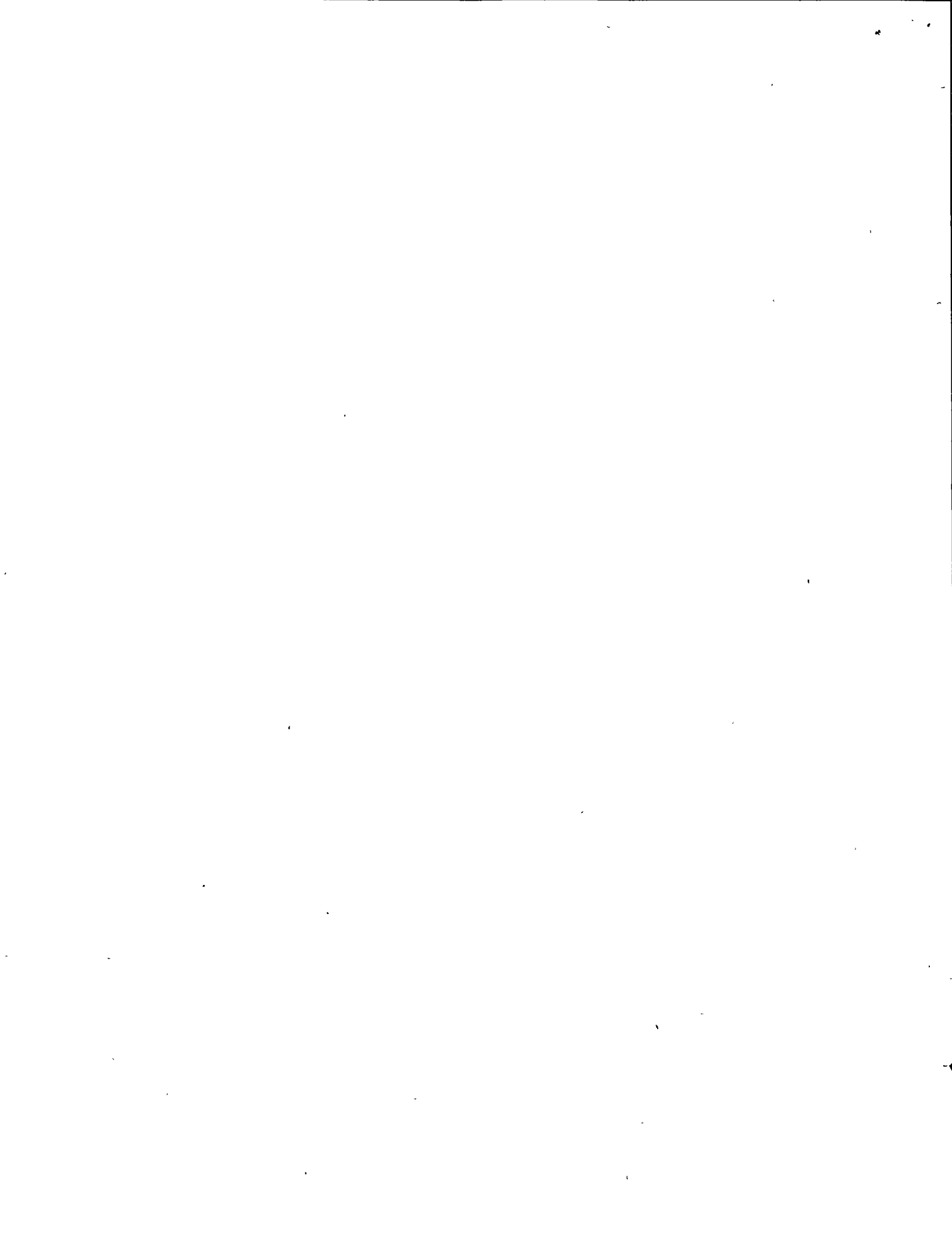
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

T U B E R I A S

ING. HUMBERTO PROVENCIO P.



MATERIALES :

Las tuberías se han construido materialmente de toda clase de materiales disponibles y al mismo ritmo que la industria ha evolucionado pasando desde tuberías de plomo, bronce, barro vitrificado, fierro fundido, acero, concreto tanto simple como armado así como pretensado, asbesto-cemento, madera, papel o cartón y en la actualidad en una gama de plásticos que la industria petroquímica ha venido desarrollando.

En estos materiales estamos incluyendo tuberías que trabajan como canal así como tuberías que trabajan a presión.

Los materiales que mas se usan en los sistemas de abastecimiento de agua potable son en orden de importancia asbesto cemento, concreto reforzado, acero y plásticos.

ESPECIFICACIONES :

Por lo que a especificaciones se refiere cada tipo de tubería tiene las suyas, pero de las principales y en terminos generales una de las mas importantes es la presión interna a la cual se va a trabajar la tubería y estas se expresan en atmosferas de trabajo y atmosferas de prueba .

Las tuberías que principalmente se utilizan en los abastecimientos de agua potable son las de asbesto cemento, las cuales se fabrican en cuatro clases :

Atmósferas de trabajo	de prueba
5	17.5
7	24.5
10	35.0
14	49.0

Las siguientes especificaciones obviamente es el diámetro de la tubería. En México a pesar de tener el sistema métrico decimal se continúa usando la asignación de los diámetros nominales en pulgadas debido a la influencia de la industria americana.

Como consecuencia del diámetro y la presión de trabajo o de prueba se deriva el espesor de las paredes de la tubería, de acuerdo con el material utilizado, por lo que resulta diferente en una tubería de acero o una tubería de concreto a una de asbesto cemento.

Por lo que corresponde a longitudes por razones de manejo en tuberías de asbesto cemento es de 4 mts. en tuberías de acero de 6 y 12 mts. en tuberías de concreto en longitudes menores.

ESPECIFICACIONES :

Con tuberías de concreto reforzado sobre todo las de armado elíptico se debe exigir que dicha tubería venga marcada indicando la posición del armado para que la misma sea colocada correctamente.

FABRICACION :

Las tuberías de fierro fundido fueron en una época y en algunos países las de mayor uso tanto para conducción de agua como para red de distribución y su fabricación fue evolucionando como lo fue la industria en general, posteriormente vinieron las tuberías de acero las cuales en nuestro país se fabrican practicamente en todos los diámetros usándose el método de extrucción para diámetros pequeños así como los métodos de resistencia electrica de alta frecuencia y por soldadura electrica del doble arco sumergido.

La tubería de asbesto cemento se fabrica a base de capas delgadas y continuas de una mezcla de asbesto y cemento, el curado de dichas tuberías se hace en autoclaves a vapor, el proceso varia de acuerdo con las patentes de la misma pero en terminos generales es muy similar.

CONSTRUCCION EN EL SITIO :

Normalmente este tipo de tubería es para uso a baja presión y de grandes diámetros normalmente mayor de 1.50 diámetro interior. Se requiere el uso de cimbras ya sean metálicas o de madera tanto en el interior como en el exterior, normalmente son de concreto armado usando concreto de alta resistencia y utilizando impermeabilizantes integrales para garantizar su estancamiento.

En algunos casos se logra un colado continuo pero en la mayoría de los casos se requiere la suspensión de estos en longitudes promedio de 10 mts. y se debe tener sumo cuidado en la elección del tipo de junta que se utilice ya que es el punto vulnerable de dichas tuberías.

SELECCION :

La selección de la tubería se efectúa generalmente durante el diseño de las líneas de conducción, o del proyecto de abastecimiento o distribución de acuerdo con las necesidades de trabajo de las mismas; lo cual depende principalmente de la localización y topografía del terreno así como de las estructuras que se escojan para salvar los principales accidentes topográficos ejemplo: el cruce de una barranca puede ser efectuado por un puente colgante un sifón total o un sifón parcial y en cada caso serán distintas las necesidades de calidad o lo referente a tipo de tubería que se utilice en cada caso.

ESFUERZOS :

Las tuberías están sometidas a varios esfuerzos entre los que debemos considerar los siguientes :

Presión interna, el probable golpe de ariete a que puede ser sometida la tubería, cargas externas originadas por el tipo de terreno así como la profundidad a que la tubería quedara alojada. Esfuerzos por motivo de cambio de dirección o de sección y los esfuerzos que se originen por cambios fuertes en la temperatura.

PRESIÓN INTERNA :

Es la presión a la que la tubería será sometida durante el trabajo ya sea válvula abierta o presión dinámica así como a válvula cerrada o presión estática; también a la presión que es causada por el golpe de ariete que veremos por separado posteriormente. Presiones por cambio de dirección y cambio de secciones.

La presión hidrostática total a la fatiga T en las paredes del tubo las tendremos con la fórmula $T = \frac{PD}{2e}$ en la que

T = tensión en Kgms. cm²

P = Presión en Kgms. cm²

D = Diametro interior efectivo en cm

e = espesor del tubo en cm.

GOLPE DE ARIETE :

Un factor importantísimo para la determinación de la clase de tubería a usarse es el golpe de ariete a que esta será sometida.

Este factor depende del tipo de bombeo o a el tipo de válvulas en la línea y su sistema de operación. Recordaremos que al suspenderse un bombeo o al cerrarse una válvula en una tubería en que fluye a determinada velocidad cualquier tipo de líquido al quedar éste en reposo su carga de velocidad se convierte en carga de presión, que comprime el agua y expande las paredes del tubo. Esto en la práctica se llama golpe de ariete. Este proceso continúa a lo largo de la línea hasta llegar al extremo de la tubería produciéndose una onda de presión cuya velocidad es importante para la determinación del valor de la sobrepresión.

La velocidad de transmisión máxima en esta onda es igual a la velocidad del sonido en el líquido que lleva el tubo. Conocidas las propiedades elasticas de las paredes del tubo y el grado de compresibilidad del líquido puede establecerse una fórmula para el cálculo de la sobrepresión en diferentes tubos y redes como sigue :

$$h = \frac{145 \cdot V}{1 + \frac{K \cdot d}{E_e}} \quad (1)$$

en la que :

h = Sobre - presión máxima producida por el cierre de la válvula en metros de columna.

V = a velocidad inicial del agua en el tubo en mts. X seg.

K =, módulos de elasticidad del agua (20.670 Kg. X cm^2)

E = modulo de elasticidad de las paredes del tubo _____
(326,000 para asbesto cemento)

d = diámetro interior del tubo en cms.

e = espesor de las paredes del tubo en cms.

Una formula más sencilla para la determinación del valor máximo del golpe de ariete es la de Michaud

$$h = \frac{2 L \cdot V}{g \cdot T} \quad (2)$$

en la que L = longitud de la tubería en metros

V = velocidad inicial del agua en mts. X seg.

g = aceleración debida a la gravedad = 9.81 mts.

T = tiempo que dura la operación de cierre en segundos

TIEMPO CRITICO

La máxima sobre presión ocurrirá cuando el valor de

T sea igual o menor que $\frac{2 L}{A}$ en que

"A" es la velocidad de la onda de presión en metros por segundo

y que en el agua tiene un valor máximo de 1425 mts. X segundo y que

puede calcularse con precisión por la fórmula

$$a = \frac{1420}{1 + \frac{K \cdot a}{E \cdot e}}$$

Como se vé por la fórmula (2) el valor del golpe de ariete es proporcional a la velocidad inicial del agua.

Para tiempo de cierre crítico, su valor máximo en términos generales equivale a 1 atmósfera por cada 10 centímetros de velocidad -

inicial de flujo .

FORMULA SIMPLIFICADA

La manera más sencilla, aún cuando quizás demasiado conservadora, de calcular el valor del golpe de ariete, es considerar sólo la velocidad de flujo como factor variable y los otros tres factores con sus valores máximos.

Siguiendo este orden de ideas, sólo se necesita la siguiente fórmula :

$$h = \frac{c_0 V}{g_0}$$

ya conocido el factor del golpe de ariete es conveniente conocer los aditivos que se pueden incorporar a las líneas de tubería para reducirlo. Uno de estos son válvulas especiales que lo amortiguan así como cámaras de aire que absorben gran parte del mismo lo que resulta en tener que usar tuberías menos reforzadas que si no se incorporaran dichos aditamentos lo cual redundaría en un ahorro.

CARGAS EXTERNAS :

La principal carga externa es la motivada por el relleno sobre la tubería en la cual influye el tipo de material, profundidad y ancho de cepsa. Los casos extremos los tenemos cuando se presentan condiciones anormales llegando una tubería a trabajar como una viga simplemente apoyada por lo tanto es conveniente diseñarla como tal aplicando las formulas estructurales correspondientes .

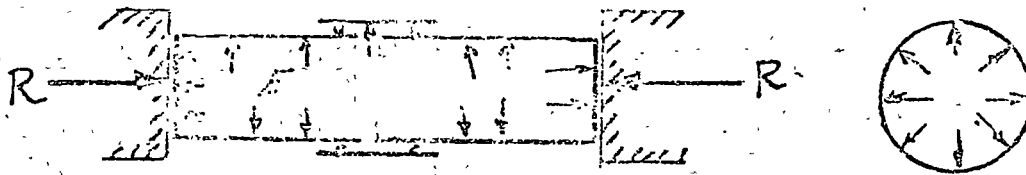
Hay que tener muy en cuenta que generalmente se olvida uno de los casos en especial de carga externa a que está sometida una tubería y ésta es cuando se realizan trabajos de pavimentación o repavimentación en los que normalmente se utiliza maquinaria con aditamentos para dar compactaciones que se requirieron de unas necesidades de pavimentación. Un ejemplo clásico es la compactación a base de pata de cabra y sobre todo en las ocasiones que se efectua desde la sub-base del pavimento, ya que la tubería generalmente se calcula su colchón protector de nivel de pavimento a parte superior de tubería.

ESFUERZOS EN CAMBIOS DE DIRECCION Y SECCION :

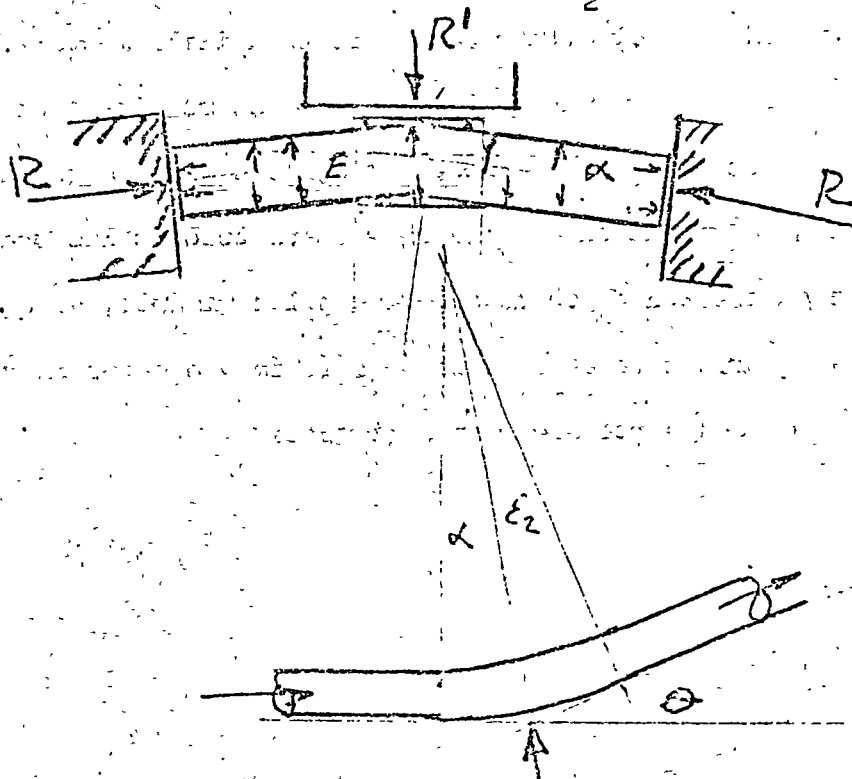
Se requiere saber los esfuerzos o cambios de dirección, cambio de sección para el cálculo de los atraques

En los casos estáticos

(1) $R = P \times \text{Area}$



(2) $R' = 2 R \text{ Sen } \frac{\theta}{2}$



En el caso de: agua en movimiento

$\frac{M V^2}{R} R d \alpha$

M = Masa del agua por unidad del tubo

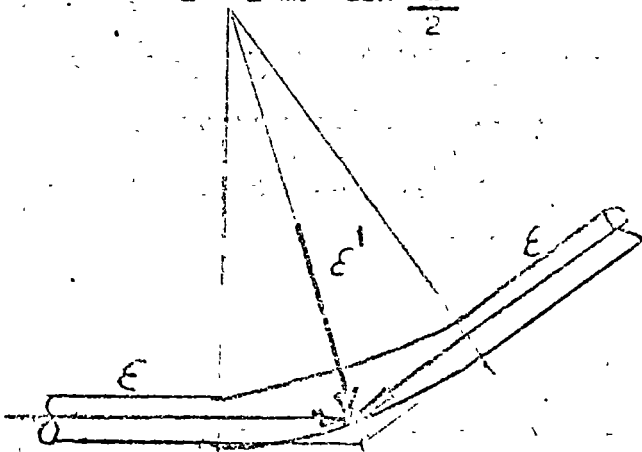
V = Velocidad lineal de flujo

R = Radio de curva

Rd = Igual longitud de la diferencial del arco

Esta fuerza E en la dirección E_a será

$$E = 2 M V^2 \cdot \text{Sen } \frac{\theta}{2}$$



y el atque que soporte el empuje de E_a ó sea la suma de E' y E lo cual nos dá

$$R' = E + E' = 2 A \left(\frac{W \cdot V^2}{G} + P \right) \text{ Sen } \frac{\theta}{2}$$

A = Area de la Sección del tubo

W = Unidad del peso del agua

P = Presión interna.

No se pueden dar reglas generales sino que cada caso particular ya que las diferentes clases de terrnos y otros factores.

ESFUERZOS POR CAMBIO DE TEMPERATURA :

Los esfuerzos por cambio de temperatura generalmente se —
absorben en las juntas normales, sobre todo en las tuberías
que transportan agua y se encuentran enterradas ya que la —
variación de temperatura es muy pequeña .

Los esfuerzos en tuberías en donde se transportan líquidos a^S
altas temperaturas se pueden absorber con el uso de juntas—
especiales que son capaces de absorber dilataciones y contrac—
ciones fuertes y también con el uso o la instalación de cur—
vas en forma de omega.



Para el cálculo de la dilatación o contracción de las tube—
rías dependora del material que esten construídas las mismas
y la diferencia en temperatura de los mínimos y el máximo a—
que sea sometida

TENDIDO DE TUBERIAS :

Una de las fases de cualquier obra donde intervienen tuberías y que tiene tanta importancia como el proyecto es la ejecución o sea el tendido de la tubería.

Las principales recomendaciones para efectuar la inspección en el campo para que el tendido de la tubería esté dentro de las normas mínimas de ingeniería son las siguientes :

- 1.- Revisar toda la tubería recibida para que concuerde con las especificaciones que se indican en el proyecto. Se revisan todas las dimensiones, diámetro, espesor, tipo de tubería, así como el tipo de refuerzo en el caso de tuberías de concreto reforzado. — Rectificar sobre todo espesores con el uso de un calibre y compararlo con las tablas de especificaciones. Tener especial cuidado en revisar los extremos de la tubería y/o la zona donde se llevara a cabo el junteo.
- 2.- Rectifique toda la tubería, coples, juntas, así como piezas especiales y accesorios que no tengan grietas u otros defectos antes de colocarlas.
- 3.- No acepte ninguna tubería de concreto reforzado con armado helicoidal si no viene correctamente marcado ya que cuando ésta se instale se requiere que quede debidamente contrada.

- 4.- Rectificar cada tramo de copa tanto en alineamiento como en pendiente y sobre todo el estado de la plantilla donde la tubería será colocada.
- 5.- No se acepte ningún cambio en el tipo o características de la plantilla especificada, solamente con la autorización superior ya que cambios de esta índole pueden afectar el tipo de tubería que debiera utilizarse.
- 6.- En excavaciones en roca la plantilla es de mayor importancia y sobre todo el espesor de la misma.
- 7.- Cuando se coloca tubería conjunta del tipo de macho y campana o de ²⁵ sèpiga así como junta a base coñles es muy importante que se inspeccionen las juntas antes, durante y despues de efectuado el junteo.
- 8.- Con tuberías de asbesto cemento siempre hay que rectificar que los espacios entre los extremos de cada tubería antes de realizar el junteo. Cuando la tubería tenga junta de macho y campana la campana siempre apuntará asia aguas arriba y es muy conveniente que el avance de la excavación vaya en ése sentido.
- 9.- El junteo de piezas atornilladas debe hacerse en una forma pareja y alterna de ser posible utilizando llaves de torción. Las juntas soldadas deberan realizarce por personal calificado y de ser posible radiografiadas todas y cada una.

- 10.- Por ningun motivo deberá permitirse que en la cepa exista agua durante el proceso de juntco de la tubería y toda junta deberá estar debidamente limpia, antes de efectuarse.
- 11.- Rectificar cada longitud como tamaño, tipo de tubería, así como el alineamiento y pendiente de cada tramo antes y des pues de colocado.
- 12.- En los cambios de dirección o de sección así como en donde se coloque valvulas deberá de tenerse sumo cuidado en la construcción del atraque adecuado y de acuerdo con el dise ño respectivo.
- 13.- No se permitirá el tapado de juntas hasta que se terminen las pruebas de presión de la tubería. Si por algun motivo fueron cubiertas exigir que éstas sean destapadas durante la prueba.
- 14.- El relleno de cepa deberá realizorce acatando las especifica ciones de cada caso. Esta etapa de la construcción es muy importante.
- 15.- La colocación de tuberías en rellenos ya sean naturales o artificiales deberán ser estudiados en lo que corresponde a la cimentación de la mismas como se haría con cualquier estructura y resolverse individualmente según lo requiera cada caso en especial. Dichas cimentaciones pueden variar desde ampliación de apoyo hasta pilotes de control.
- 16.- Efectuar todas las pruebas que sean necesarias para que las tuberías queden dentro de las especificaciones de fugas permi sibles.

17.- Debera efectuarse tanto la limpieza asi como la desinfeccion de toda linea o sistema de tuberias que se usare en en-sistema de aguas potables.

18.- Nunca coloque material como plantilla o relleno al redode las tuberias que cauce efecto de dren o sub-dren en la cepa.

JUNTAS :

Por lo que corresponde a juntas tenemos tantas o mas clases y tipode tuberias que se conocen entre las mas usuales tenemos :

- 1.- Junta Gibault - para tuberias de fo.fo y Asb.Cemento
- 2.- Juntas Dresser para tuberias de acero.
- 3.- Coples de 2 y 3 anillos de hule para tuberias de A.C.
- 4.- Macho y campana para tuberia de fo.fo. A.C. barro vitrificado etc.
- 5.- Juntas Suffesa para tuberias de acero.
- 6.- Saldadura para tuberia de acero.

PROTECCION DE TUBERIAS :

La proteccion de las tuberias se efectua tanto en el interior como en el exterior y la principal funcion es retardar el ataque tanto por agentes corrosivos como incrustantes.

Estas protecciones son de varias indoles variando desde pinturas-revestimientos a base de esmaltes de hulla, revestimientos de concreto interior y exterior, revestimientos a base de emulsiones asfalticas, todos estos combinados con diferentes materiales que van desde el papel, fieltro, tela, fibras sinteticas fibras de vidrio etc. etc.

En las tuberías de acero una protección muy efectiva es a base de protección catódica, muy similar o mejor dicho idéntica a la que es equipada la mayoría de los barcos de casco metálico. El tipo de protección que se aplica a la tubería depende en gran parte en el líquido que se transporta así como la calidad del terreno donde quedará alojada la tubería y por supuesto la clase o tipo de tubería que se pretende usar.

CRUCE DE CARRETERAS, VIAS DE FERROCARRIL Y ACCIDENTES TOPOGRAFICOS.

Quando es necesario hacer cruce con alguna tubería una carretera o ferrocarril ya existente una práctica normal es buscar la alcantarilla más cercana que ya haya sido construida para dar paso a aguas pluviales por parte del sistema de carreteras o ferrocarriles y alojar la tubería haciendo uso de este paso ya efectuado.

En los casos que no se encuentre la facilidad anteriormente descrita es sumamente conveniente que el cruce se haga hincando una tubería de mayor diámetro para posteriormente alojar la tubería definitiva dentro de esta obviamente cuando las características de tránsito tanto en la carretera como en el ferrocarril lo permitan se puede llevar a cabo el tendido de tubería como normalmente se efectúa pero incluyendo una tubería protectora de mayor diámetro la cual evitar socavaciones en las bases y sub-bases de la carretera o ferrocarril en caso de presentarse fugas.

Por lo que corresponde a cruces en accidentes topográficos cada caso debe estudiarse individualmente presentándose a estudios preliminares de dos a tres alternativas en las cuales generalmente tiene mucha influencia el costo comparativo de la estructura que se pretenda usar, estas estructuras pueden ser desde sifones completos, puentes canales en este caso el puente puede ser desde un simple acueducto de mampostería hasta un puente colgante.

TELION/FPA:

DATA BOOK FOR CIVIL ENGINEERS

- 1.- Volume # 1 - Design
- 2.- Volume # 3 - Field Practice
Autor Elwyn E. Seelye
Johnwiley & Sons, Inc.
- 3.- Concrete Pipelines
M.W. Loving
American Concrete Pipe Association
- 4.- Clay Pipe Engineering Manuel
Clay Products Association
- 5.- Design and construction of
Sanitary and Storm Sewers
American Society of Civil Engineers
and Water Pollution Control Federation
- 6.- Hand Look of Hidraulics
Horace Williams King
Mcgran-Hill Book Co. Inc.
- 7.- The Engineers Manual
Ralph G. Hudson - S.B.
Johnn Wiley & Sons Inc.
- 8.- Construccion Planning and Plant
Adolph J. Ackerman
Charles H. Locher
Mcgraw-Hill Book Co. Inc.
- 9.- Waterhammer Analysis
John Parmakian
Prentice Hall. Inc.
- 10.- Under ground Corrosion
Circular of the bureau of standards-C450
United States Government Printing Office (1948)
- 11.- Manual de Hidraulica.
Horace Williams King
Unión Tipográfica Editorial Hispano Americana
- 12.- Apuntes de Obras Hidráulicas.
Joaquín Herrera Delgado
Ingeniero Arquitecto
Editorial Politécnica (1962)

13.- Cartilla de Saneamiento Capitulo II Agua
Secretaria de Salubridad y Asistencia
Dirección de Ingeniería Sanitaria (1961)

14.- Hydraulics
Horace W King
Chester O Wilsler
James G. Woodburn
Johnn Wiley & Sons, Inc.

México, D.F., a 14 de septiembre de 1977.

JHPP/mvb.





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

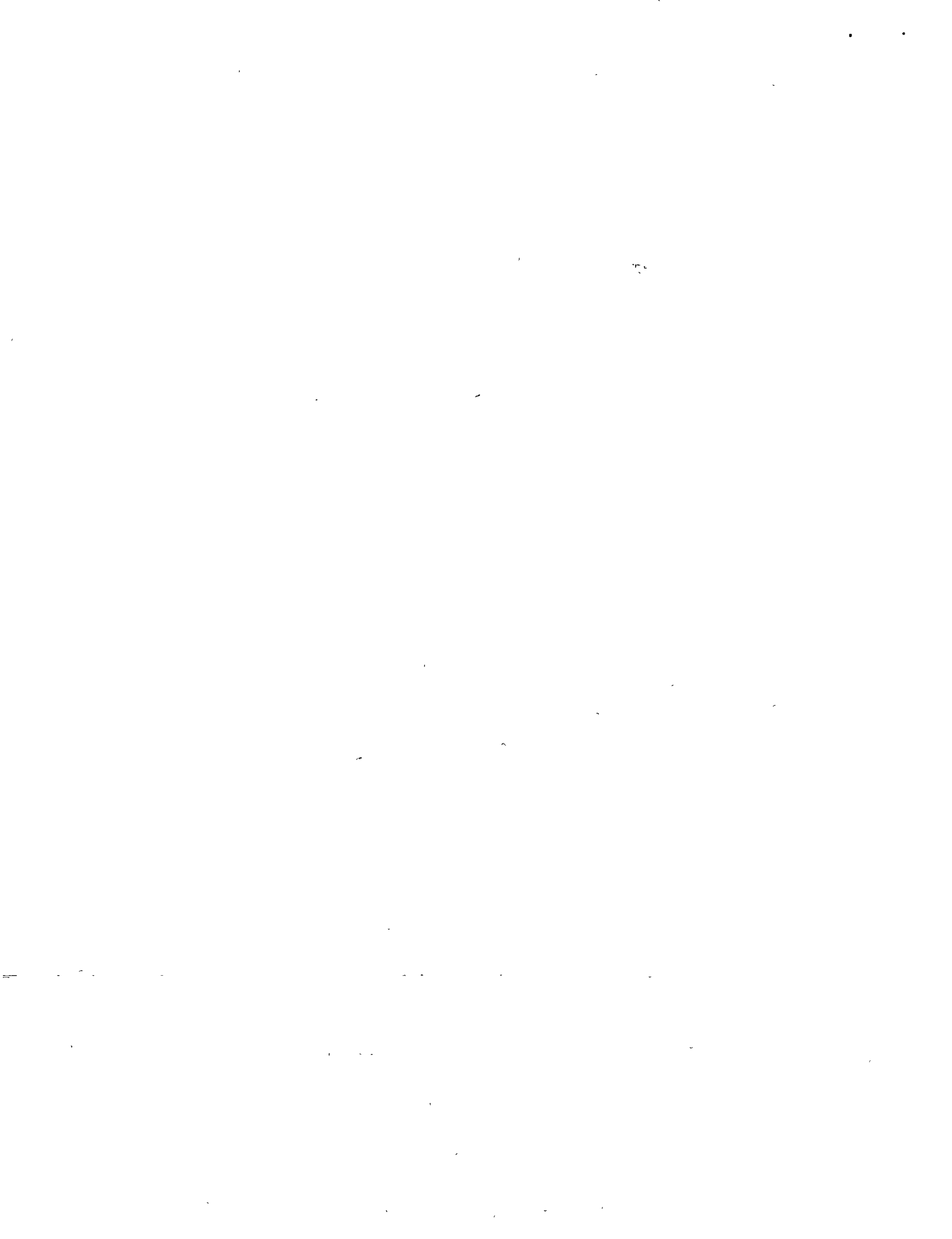


PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

EJECUCION DE OBRAS

ING. FRANCISCO GARZA MALDONADO

OCTUBRE DE 1977



TEMA X.

EJECUCION DE LAS OBRAS.

- 1.- Conceptos de Trabajo.
 - 2.- Programas de Obra.
 - 3.- Máquinaria y Equipo.
 - 4.- Sistema de control de las obras.
 - 5.- Personal.
 - 6.- Presupuesto.
-

TEMA X.-

1.- Conceptos de Trabajo.

Para facilitar la ejecución y pago de las obras de agua potable se dividen en conceptos de trabajo, que de acuerdo con el CATALOGO DE PRECIOS UNITARIOS de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas son los siguientes:

1.1 TERRACERIAS.

1000.00	Ruptura de empedrados, pavimentos y banquetas.
1001.00	Reposición de empedrados, pavimentos y banquetas.
1010.00 a 1030.00	Excavación a mano para zanjas, en seco, en materiales I, II y III.
1040.00 a 1042.00	Excavación a mano para zanjas, en agua, en materiales I, II y III.
1050.00 a 1070.00	Excavación a mano para desplante de estructuras, en seco, en materiales I, II y III.
1080.00 a 1082.00	Excavación a mano para desplante de estructuras, en agua, en materiales I, II y III.
1100.00 y 1101.00	Excavación con máquina, para zanjas, en material I, en seco y en agua.
1110.00 y 1111.00	Excavación con máquina, para zanjas, en material II, en seco y en agua.
1130.00 a 1140.00	Plantilla apisonada, relleno de zanjas y bombeo de achique.
1150.00 a 1153.00	Ademes de madera.

1.2 AGUA POTABLE.

2000.00 a 2030.00	Instalación, junteo y prueba de tuberías de asbesto cemento clase A-5, A-7, A-10 y A-14.
2040.00	Instalación, junteo y prueba de tuberías de P.V.C., rígido.
2050.00	Instalación, junteo y prueba de tuberías de polietileno de alta densidad.
2060.00	Instalación, junteo y prueba de tubería lisa de acero soldada, tipo API, Grado "B" o "X-42".
2130.00	Instalación de piezas especiales.
2160.00 y 2170.00	Instalación de válvulas de seccionamiento y no retorno (Check).
2240.00 y 2242.00	Cajas y campanas para operación de válvulas.
2243.00	Suministro e instalación de contramarcos, según plano V.C. 1469.
2244.00	Suministro e instalaciones de marcos, con tapa de fierro fundido.
2250.00	Instalación de tomas domiciliarias.
2280.00 y 2281.00	Instalación de tuberías y piezas especiales de fierro galvanizado.

1.3 SUMINISTROS.

8000.00 a 8003.00	Suministro de tuberías de asbesto cemento Clase A-5, A-7, A-10 y A-14.
8004.00 a 8006.00	Suministro de tuberías de P.V.C. y de polietileno de alta densidad.
8007.00 a 8013.00	Suministro de piezas especiales, tornillos y empaques.
8014.00 a 8016.00	Suministro de Juntas Gibault, Universales y Mecánicas "A.B.T."
8017.00 y 8018.00	Suministro de reducciones y terminales G.P.B.
8019.00 a 8021.00	Suministro de válvulas aliviadoras de aire, contra golpe de ariete y reductoras de presión.
8022.00 y 8023.00	Suministro de válvula tipo compuerta y de seccionamiento.
8014.00	Suministro de válvula de no retorno (Check).
8025.00 y 8026.00	Materiales para tomas domiciliarias y medidores.
8027.00 y 8028.00	Abrazaderas de inserción y cajas de banqueta.
8029.00 y 8030.00	Suministro de tubería de fierro galvanizado Cédula 40, tipo A, piezas especiales y campanas para operación de válvula.

1.4 ACARREOS.

9000.01 a 9000.09	Acarreo primer kilómetro, de materiales pétreos, en camión volteo - de 4 m ³ de capacidad.
9001.01 a 9001.09	Acarreo primer Kilómetro, de materiales pétreos, en camión volteo de 5 m ³ de capacidad.
9002.01 a 9002.09	Acarreo primer Kilómetro, de materiales varios, en camión redilas de 7.5 Ton. de capacidad.
9003.01 a 9003.09	Acarreo Kilómetros subsecuentes al primero, de materiales pétreos, en camión volteo de 4 m ³ de capacidad.
9004.01 a 9004.09	Acarreo Kilómetros consecuentes al primero, de materiales pétreos, en camión volteo de 5 m ³ de capacidad.
9005.01 a 9005.09	Acarreo Kilómetros consecuentes al primero, de materiales varios, en camión redilas de 7.5 Ton. de capacidad.
9010.006 a 9010.350	Fletes en camión, según tarifa S.C.T. Clase 2a.
9020.006 a 9020.350	Fletes en camión, según tarifa S.C.T. Clase 3a.
9030.01 y 9030.02	Acarreo en carretilla de materiales pétreos, a 20 m., y estaciones subsecuentes.

Los conceptos enumerados prácticamente cubren la totalidad de los trabajos que deben llevarse a cabo durante la construcción de un sistema de abastecimiento de agua. Si en alguna obra especial se presentan conceptos de trabajo no considerados en el listado anterior, deben estudiarse por separado en cada caso específico.

En el catálogo de precios unitarios de SAHOP, correspondiente a 1977, se tienen los precios unitarios autorizados por dicha Secretaría, para el presente año, y están divididos en 21 tarifas, de acuerdo con el salario mínimo de la zona que se esté trabajando.

Como una ayuda para la integración de los Costos Unitarios -

se sugiere a los asistentes adquirir los siguientes folletos de la Camara Nacional de la Industria de la Construcción:

- Cuaderno No. 2-77 Análisis de Costos Directos de Excavaciones en México, D.F.
- Cuaderno No. 5-77 Análisis de Costos Directos Para las Instalaciones de Tuberías de Agua Potable y Drenaje en México, D.F.

Así como:

- Catálogo de Cargos Fijos de la Maquinaria de la Construcción, de 1970.

Cabe hacer notar que con la ayuda de los cuadernos mencionados se obtienen los Costos Unitarios de los distintos conceptos de trabajo, por lo que para obtener los precios unitarios, hay que sumarles los costos indirectos y la utilidad.

TEMA X.-

2.- Programas de Obra.

2.1 Generalidades.

La planeación se debe hacer antes de iniciar la ejecución de una obra, deberá facilitar la construcción de la misma, estableciendo:

- 1) El tiempo de entrega de los materiales.
- 2) Los tipos, cantidades y tiempo de empleo de los equipos.
- 3) La clasificación y el número de obreros necesarios y los períodos de tiempo que se requerirán.
- 4) El monto del financiamiento necesario, si es el caso.
- 5) El tiempo requerido para ejecutar la obra.

El contratista deberá efectuar una parte de esta planeación antes de elaborar un presupuesto de la Obra, ya que con frecuencia esta planeación revelará la existencia de factores que afectarán el costo de la misma.

2.1.1 Etapas de Construcción.

En las grandes obras es esencial la división de las mismas en varias etapas de construcción, que pueden llevarse a cabo independientemente o en conjunto.

Tomaremos como ejemplo la construcción de un nuevo abastecimiento de agua para una ciudad; el proyecto consiste en:

- 1) Construcción y equipamiento de 12 pozos profundos, de los que según el estudio geo-hidrológico, se espera un gasto promedio de 80 l/seg.
- 2) Construcción de una línea (o cabezal) de descarga de estos pozos hasta un tanque de regularización.
- 3) Construcción de 2 tanques iguales, de 30,000 m³ de -

capacidad, circulares, de concreto reforzado, uno en el Km. 0 + 000 y otro en el Kilómetro 32 + 000.

- 4) Construcción de una línea de conducción de 32 Km. de longitud, en tubería de asbesto cemento de 0.91 m. (36") de diámetro, clase A-7.

En este caso, la línea de conducción principal se alojó en el derecho de vía de una carretera pavimentada existente.

Los caminos de acceso al campo de pozos profundos son de terracería, transitables en todo tiempo, en lomerío suave.

El proyecto esquematizado se muestra en la figura 1.

2.2 CANTIDADES DE OBRA.

El trabajo se ejecutará bajo 2 contratos, uno para la perforación de pozos y cabezal y otro para la construcción de los tanques y la línea de conducción. Se analizará el segundo contrato:

Las cantidades de obra estimada son:

2.2.1 Para la línea de conducción de 32 Km.:

Volumen de excavación:

En terreno clase I	43,300 m ³
En terreno clase II	<u>101,000 m³</u>
Total:	144,300 m ³

Instalación, Junteo y prueba de tubería de AC-7 de 0.91 m. Ø	32,000 m.
Relleno de volteo, con material producto de la excavación	129,500 m ³
Carga y transporte de material sobrante	
(144,300 - 129,500) x 1.30 =	19,240 m ²

2.2.2 CANTIDADES DE OBRA ESTIMADAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN TANQUE:

a) Limpieza del terreno	
0.785 x 150 ² + 5,000 m ² para patio de maniobras	22,700 m ²

b) Excavación:

$$0.60 (0.785) \times \overline{116}^2 \qquad 6,337 \text{ m}^3$$

c) Plantilla de concreto pobre

$$0.05 \times 0.785 \times \overline{116}^2 \qquad 528 \text{ m}^3$$

d) Volumen de concreto

$$\cdot \text{ En losas } 2(0.30 \times 0.785 \times \overline{115}^2) \quad 6,229 \text{ m}^3$$

$$\cdot \text{ En muro } 0.30 (\pi \times 115 \times 3.30) \quad 358 \text{ m}^3$$

$$\cdot \text{ En columnas } 138(0.785 \times 0.50^2 \times 3.30) \quad \underline{89 \text{ m}^3}$$

$$\text{Total:} \quad 6,676 \text{ m}^3$$

e) Acero de refuerzo:

\cdot En losas y muro:

$$0.085 \times 6,676 \quad = \quad 567 \text{ Ton.}$$

\cdot En columnas:

$$0.125 \times .89 \quad = \quad \underline{11 \text{ Ton.}}$$

$$\text{Total:} \quad 578 \text{ Ton}$$

f) Cimbras de madera:

\cdot En muro:

$$2 (\pi \times 115.15 \times 3.30) \quad = \quad 2,388 \text{ m}^2$$

\cdot En losa de techo:

$$0.785 \times \overline{116}^2 \quad = \quad \underline{10,562 \text{ m}^2}$$

$$\text{Total cimbra de madera} \quad = \quad 12,950 \text{ m}^2$$

\cdot En columnas:

Cimbra de sonotubo de

$$0.50 \text{ } \phi \text{ y } 3.30 \text{ m. de h} \quad = \quad 138 \text{ Pza.}$$

2.3 Procedimientos de Construcción.

2.3.1 La limpieza del terreno se llevará a cabo de la siguiente manera:

- a) Con el bulldozer se limpiará la maleza en un anillo circular de 150 m. de diámetro exterior y 115 m. de diámetro interior, amontonando los arbustos y la hierba en el anillo interior.

- b) Se quemará la maleza, obtenida del anillo exterior, más la propia maleza del lugar de la obra con petróleo, cuidando de efectuar esta operación cuando no haya vientos fuertes y por sectores.

2.3.2 La excavación, en material II-A, se efectuará de la siguiente forma:

- a) Se aflojará el material con tractor D-8, mediante 2 pasadas de ripper (arado hidráulico).
- b) Se excavará y empujará el material para amontonarlo. En estas condiciones de trabajo se estima que el rendimiento del tractor será de $16.4 \text{ m}^3/\text{hora}$, de material medido en banco.
- c) El cargador frontal (trascavo) de 2 yd^3 (1.52 m^3) de capacidad, cargará a camiones de 6 m^3 de capacidad - el material excavado y amontonado por el tractor.
- d) Los camiones transportarán el material y lo depositarán en un tiradero localizado a 4.5 Km. del lugar.

2.3.3 Carga y Transporte:

Coefficiente de abundamiento del material = 1.40

Distancia al tiradero = 4.5 Km.

Capacidad del camión = 6 m^3 de material suelto =
 4.28 m^3 de material medido en banco.

Ciclo del Camión:

1) Acomodo del camión = 60 seg. = 1 min.

2) Carga con trascavo
4 ciclos x 50 seg./ciclo
= 200 seg. = 3.3 min.

3) Recorrido camión cargado
 $\frac{4.5 \text{ Km.}}{15 \text{ Km./hora}} = 0.3 \text{ hora} = 18 \text{ min.}$

4) Recorrido camión vacío
 $\frac{4.5 \text{ Km.}}{20 \text{ Km./hora}} = 0.225 \text{ hora} = 13.5 \text{ min.}$
= 35.8 min.
= 36.0 min.

Considerando que la hora tiene 50 min.
(por tiempos perdidos)

$$\text{Viajes de camión por hora} = \frac{50 \text{ min.}}{36 \text{ min.}} = 1.39 \text{ viajes}$$

$$\begin{aligned} \text{No. de camiones requeridos} &= \frac{16.4 \text{ m}^3}{1.39 \times 4.28} = 2.76 \\ &= 3 \text{ camiones} \end{aligned}$$

En este caso se consideró un camión extra,
para substituir a alguno que se descomponga
por lo tanto: Número de camiones = 4.

Cuando se tengan todos los camiones en condiciones de
trabajo, el tractor trabajará 12 horas/día y el trascavo y -
los camiones 8 horas/día.

2.3.4 El colado de la plantilla se llevará a cabo mediante la
utilización de una revolvedora de 56 S., y una bomba de con-
creto de 40 m³/hora.

La producción de la revolvedora será de 34.8 m³/hora =
556 m³/día.

$$\begin{aligned} \therefore \text{Tiempo colado de plantilla} &= \\ &= \frac{528}{34.8} = 15.17 \text{ horas} = 2 \text{ días.} \end{aligned}$$

2.3.5 Colado de la Losa de Piso:

El colado de esta losa, con volumen de 3,115 m³, se co-
lará en 6 sectores de 519 m³ cada uno.

El acero de refuerzo es de 264 Ton. en losa y 16 Ton.
en muro.

Tiempo estimado para armado:

$$\frac{280 \text{ Ton.}}{15 \text{ Ton./día}} = 19 \text{ días.}$$

Tiempo estimado para colado:

$$\frac{519 \text{ m}^3}{528 \text{ m}^3/\text{día}} = 1 \text{ día.}$$

TOTAL = 20 días (3.3 semanas).

2.3.6 Colado de Muros:

Los muros se colarán en 3 anillos de 1,10 m. de altura cada uno, para lo cual se contará con un juego de cimbra perimetral completa, de 1.20 m. de alto. La cimbra se fabricará bajo un subcontrato especial. Las piezas medirán 2.40 m. de ancho x 1.20 m. de altura y tendrán fijadas unas orejas metálicas, para facilitar su unión mediante pernos.

$$\begin{aligned} \text{a) Armado horizontal de un anillo} &= 15 \text{ Ton.} \\ \text{Tiempo estimado} &= \frac{15 \text{ Ton.}}{2 \text{ Ton./día}} = 7 \text{ Días.} \end{aligned}$$

b) Cimbrado:

$$\begin{aligned} 2 \times 115.15 \times 1.10 &= 796 \text{ m}^2 \\ \text{Tiempo estimado} &= \frac{796 \text{ m}^2}{140 \text{ m}^2/\text{día}} = 6 \text{ días} \end{aligned}$$

$$\text{c) Colado de concreto} = 1 \text{ día}$$

$$\begin{aligned} \text{d) Tiempo que permanecerá la cimbra} \\ \text{colocada} &= \frac{1 \text{ día}}{15 \text{ días.}} \end{aligned}$$

$$15 + 20\% \text{ de } 15 = 18 \text{ días} = 3 \text{ semanas.}$$

Como el colado de muros se hará en 3 operaciones de 3 semanas cada una, el tiempo total será de 9 semanas.

2.3.7 Columnas.

Se contempla la posibilidad de hacer el colado de las columnas en forma simultánea con el muro vertical, para facilitar la construcción de la losa superior en sectores que irán del centro hacia el exterior.

$$\frac{138 \text{ columnas}}{30 \text{ col./sem.}} = 4.6 = 5 \text{ semanas.}$$

2.3.8 Losa Superior:

El colado de esta losa se hará en 6 sectores:

$$\text{Volumen total de concreto} = 3,115 \text{ m}^3$$

Por sector	=	519.2	m ³
Area total de cimbra	=	10,562	m ²
Area por sector	=	1,760	m ²
Acero de refuerzo total	=	265	Ton.
Por sector	=	44.3	Ton.

Tiempo de colado por sector:

a) Cimbrado = $\frac{1,760}{300}$ = 6 días

b) Armado de acero de refuerzo:
 $\frac{44.3 \text{ Ton.}}{10 \text{ Ton./día}}$ = 4 días

c) Colado: $\frac{519}{528}$ = 1 día

d) Curado a vapor = 1 día

e) Descimbrado = 2 días

Total: = 14 días = 2.3 semanas.

Para los 6 sectores:

2.3 semanas x 6 = 13.8 = 14 semanas.

Con los tiempos estimados se dibujó el programa de barras, que aparece en la figura 2.

2.4 Cantidades de Cemento y Agregados que Intervienen.

Del volúmen de concreto que interviene en este tanque 528 m³ son de f'c = 100 Kg./cm², con tamaño máximo de agregado de 19 mm., resistencia normal.

	Para 1 m ³	Para 528 m ³
Cemento	0.262 Ton.	138 Ton.
Arena	0.605 m ³	319 m ³
Grava	0.630 m ³	333 m ³
Agua	0.213 m ³	102 m ³

Para concreto de f'c = 200 Kg./cm², se requieren:

	Para 1 m ³	Para 6,148 m ³
Cemento	0.365 Ton.	2,244 Ton.
Arena	0.538 m ³	3,308 m ³
Grava	0.662 m ³	4,070 m ³
Agua	0.210 m ³	1,291 m ³

T O T A L E S :

Cemento	2,382 Ton.
Arena	3,627 m ³
Grava	4,403 m ³
Agua	1,393 m ³

Dadas las fuertes cantidades de cemento, arena y grava que se requieren, su suministro se manejará como un subcontrato independiente con una compañía local de concreto pre-mezclado que se compromete a surtir con toda oportunidad los materiales y a montar en obra la planta de fabricación, para entregar el concreto en obra, de acuerdo con el programa de construcción.

2.5 Organización de la Obra.

Esta operación consiste en transportar a la Obra la maquinaria que se usará (con la secuencia requerida), limpiar y conformar el terreno y erigir las instalaciones necesarias para almacenamiento y manejo de agregados para la fabricación del concreto, construcción de un patio de maniobras y los almacenes de herramientas, oficinas, laboratorio de pruebas, taller mecánico para las reparaciones menores del equipo, etc.

En nuestro caso se consideran 15 días para llevar a cabo estos trabajos, incluyendo el mejoramiento de un tramo del camino de acceso.

2.6 Programa de Empleo de Equipo.

Tomando como base el programa de construcción se prepara un programa de empleo de equipo. Con este programa conoceremos las fechas de entrada y salida a la Obra de cada uno de los equipos en particular y podremos decidir con la debida anticipación como se consigue ese equipo, programando la utilización del equipo propio, rentado o comprado.

En general la disponibilidad de equipo es limitada y la manera más rápida de conseguirlo es en renta, que puede ser renta simple o con opción a compra, dependiendo del tiempo -- que se vaya a utilizar.

Se considera la renta con opción a compra cuando en una sola obra se paga el 30% ó más del valor del equipo.

2.7 Pedidos de Materiales.

El pedido de los materiales se apoya en el programa de construcción. Los materiales deben entregarse en la Obra con una anticipación razonable, para no ocasionar retrasos en los programas de construcción, pero no con tanta anticipación que creen problemas de almacenamiento o llegue a deteriorarse o -- congestionen las áreas de trabajo.

En el programa de la figura 2 se ve que los materiales que se requieren primero en obra son el cemento, la arena y -- la grava, en seguida las cimbras y el acero de refuerzo, por lo que hace a la construcción de la línea de conducción, que como se observa en el propio programa, no podrá empezarse a -- recibir sino hasta 30 días después de la iniciación de la -- construcción del primer tanque.

2.8 Programa de Operadores y Obreros.

El programa de empleo de equipo es el mismo que el programa de contratación de operadores de maquinaria, sólo que adelantado en un tiempo de 15 ó 20 días, para dar la oportunidad a las personas de que hagan los arreglos necesarios para su desplazamiento al lugar de la Obra en el tiempo exacto que se requieren.

El programa de obreros se basa en el programa de Obra y se maneja en forma similar al de operadores de maquinaria, pero en general se cuenta con mayor disponibilidad de los mismos, tanto en el lugar de residencia de la Compañía Constructora, como en el lugar de la Obra; ésto es especialmente cierto para la mano de obra no calificada.

2.9 Financiamiento de la Obra.

Con base en el programa de Obra, se pueden estimar las erogaciones semanales que deben hacerse desde la semana 1 hasta la semana 41, en el caso de nuestro programa de construcción.

El financiamiento se calculará con la diferencia entre entradas y salidas, en las fechas que se desee. El exceso de los gastos sobre las cantidades recibidas será el monto que debe estar financiando el Contratista, bien sea de sus propios recursos o de cualquier otra fuente de financiamiento.

En México, las Obras Sanitarias más importantes las realiza el Gobierno y normalmente los pagos se hacen mediante un anticipo, generalmente del 20% y el resto en "estimaciones de obra ejecutada", que por lo regular son elaboradas mensualmente y cuyo trámite de pago varía de uno a tres meses, según la Dependencia que contrata.

Las obras realizadas por particulares, Fraccionamientos, por ejemplo, en general trabajan con un procedimiento similar, sólo que los pagos son más regulares, casi siempre mensuales, sobre estimaciones aprobadas, cuyo trámite no demora más de una semana. También en este tipo de Obras se usa dar un anticipo al Contratista.

TEMA X.-

3.- Operación del Equipo.

3.1 Personal de Operación.

El equipo de construcción, muy costoso en nuestro medio, debe ser operado por personal experto, pues en caso contrario no se obtendrá el rendimiento esperado de él y, lo -- que es peor, se inutilizará muy rápidamente, con todas las - consecuencias que ésto implica.

3.2 Control de la Operación.

Al iniciar una obra debemos fijar ciertas normas para el control de la operación del equipo, éstas pueden ser:

- 1) Programación de la horas que debe trabajar el equipo.
- 2) Consumo normal de combustibles y lubricantes.
- 3) Costo normal y frecuencia de las reparaciones.
- 4) Actividad que debe desarrollar y la forma en que debe efectuarse.
- 5) Rendimiento horario esperado.

Al fijar estas normas o parámetros es necesario partir de la experiencia que tenga la empresa en trabajos similares o bien de otras fuentes, pero tomando siempre en cuenta las producciones reales y no las "de catálogo".

Una vez establecidos los parámetros, se procede al control, que consiste en comparar los resultados reales con los programados y en caso de que existan diferencias se investigan las causas y se corrigen, modificando si es necesario, el proceso constructivo.

Los reportes de producción diaria, semanal o mensual deben ser escritos y no verbales.

Un aspecto muy importante de este control es el tiempo de operación de la máquina, que debe reportar diariamente el operador y checar el tomador de tiempo. Es recomendable el -

uso de horógrafos o "relojes de equipo", que marcan el tiempo que el motor de un equipo está en marcha y lo registran gráficamente. Consisten en un reloj sellado que se adhiera a la máquina y que en su interior tiene un disco de papel que va girando y un estilete que al girar el disco va trazando un círculo en él. Cuando la máquina está en movimiento marca una línea gruesa. Este disco tiene divisiones cada 15 minutos que permiten hacer lecturas con aproximación de 5 minutos. Hay discos con duración de 24 horas, 72 horas y hasta de una semana. Al terminar el período considerado se recogen los discos, se concentran en la oficina de la obra y se determina exactamente el tiempo que la máquina estuvo trabajando o que estuvo inactiva. Este dispositivo de control nos permite checar los reportes escritos que diariamente hace el operador. En estos reportes se debe indicar lo siguiente:

- a) Datos de la máquina.
- b) Fecha del reporte.
- c) El kilometraje (estaciones) en que trabajó en cada actividad.
- d) Descripción somera de estas actividades.
- e) Cantidad de trabajo ejecutado.
- f) Tiempo que ocupó durante el turno en cada uno de los siguientes rubros:
 - 1) Horas efectivas de trabajo productivo.
 - 2) Horas de engrase. Tiempo que el trabajo se detuvo por la necesidad de engrasar la máquina, cargar combustible, etc.
 - 3) Horas de reparación.
 - 4) Horas ociosas. Tiempo en que la máquina no efectuó ningún trabajo por tiempo de comida, lluvia, falta de combustible, falta de datos de proyecto, falta de tramo por ejecutar por no haberse concluido una operación previa, etc.

- 5) Horas de Tránsito. Tiempo que ocupó la máquina en desplazarse de un frente de trabajo a otro.
- g) En el espacio correspondiente a NOTAS se anotará lo indicado anteriormente y el equipo de reparación (en su caso), así como las piezas cambiadas. También se hará notar la observación de alguna falla de la máquina, aunque no ocasione el paro de la misma, para su atención inmediata por parte del mecánico.

Estos reportes se concentran diariamente en la oficina de obra, para su revisión por el superintendente. Su concentración puede hacerse semanal o mensualmente.

3.3 Control del Equipo.

Para lograr una buena eficiencia en la operación del equipo, es necesario diseñar un buen sistema de control y ponerlo en práctica. La eficiencia significa productividad para la empresa.

Para hablar de control de equipo de construcción, es necesario fijar metas a alcanzar y establecer estándares de medición.

El proceso de control se compone de cuatro etapas que son:

- a) Establecimiento de las normas y estándares.
- b) Información de los resultados obtenidos.
- c) Comparación de los resultados reales con las normas.
- d) Corrección de las desviaciones.

Aunque el procedimiento del control básico puede ser sencillo, su aplicación trae consigo muchas interrogantes, como son:

- ¿Cuándo y donde debe hacerse la revisión?
- ¿Qué estándares habrá que usar para calificar?
- ¿A quién deben comunicarse los resultados de las valoraciones?

¿De qué manera podrá determinarse todo el procedimiento de control para que sea oportuno, correcto y con un gasto razonable?

Nuestra respuesta a preguntas como éstas, determinarán la efectividad de cualquiera que sea el sistema de control.

El control efectivo de la maquinaria se logra abriendo un expediente a cada una de las máquinas, donde se tenga además de la factura y documentos básicos proporcionados por el proveedor, el archivo de todos los reportes de operación concernientes.

TEMA X.-

4.- Control de la Obra Durante su Construcción.

Una manera práctica de llevar el control del avance de la Obra, lo constituyen los reportes semanales del Superintendente de la Obra, elaborados como se muestra en la figura 1.

En este reporte, correspondiente al 30 de julio, se vé que la instalación en Obra (concepto 1) está concluida al 100%, que en lugar de las dos semanas programadas se concluyó en 2.5 semanas. La limpieza del terreno (concepto 2) está concluida al 100% e igualmente demoró .5 semana más de lo -- previsto. La excavación (concepto 3), aunque no se inició en la fecha señalada sí se concluyó en el tiempo previsto, - al 100%.

El colado de la plantilla calculado en una semana, en realidad se ejecutó en .5 semana y recuperó los retrasos tenidos en los conceptos

La losa de piso (concepto 5) está terminada al 100% con una semana de retraso.

El colado de los muros presenta un avance del 63%, las columnas un 80%, etc.

Con estos reportes es muy fácil detectar que concepto se está retrasando. En general, al presentarse un retraso en cualquier operación de construcción, es necesario corregirlo inmediatamente, en cuanto se presente, pues si se deja acumular acarreará retraso en operaciones subsecuentes y corregir en las últimas etapas implica una "aceleración de la obra", generalmente muy costosa.

4.1 Supervisión de la Obra.

En la construcción de Obras Sanitarias se acostumbra tener una doble supervisión, una por parte de Contratista y otra por parte del propietario u Organismo Gubernamental que encarga la Obra.

La supervisión del Contratista normalmente comprende varios Ingenieros, comunmente por especialidades, sobrestantes, laboratoristas, analistas de costos, etc., todos bajo la dirección del Superintendente de la Obra.

La supervisión por parte del cliente (sea particular u - oficial), puede llevarse a cabo mediante personal propio o mediante una compañía especialista, contratada al efecto. En las obras importantes esta segunda modalidad está tomando mucho auge y ha rendido frutos extraordinarios en Obras como el Drenaje Profundo de la Cd. de México, la Canalización del Río Tijuana, etc.

6.- PRESUPUESTO BASE PARA LA RED DE AGUA POTABLE DEL FRACCIONAMIENTO
"CLUB ECUESTRE CHILUCA".

PARTIDA	C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1020.00	Excavación a mano para zanjas en material II, en seco . . .				
1020.02	hasta 2.00 m. de profundidad	m ³	1,041.86	\$ 80.32	\$ 83,682.19
1030.00	Excavación con uso de explosivos para zanjas, en material III, en seco y extracción de rezaga a mano . . .				
1030.02	hasta 2.00 m. de profundidad	m ³	4,167.43	213.14	888,246.03
1130.00	Plantilla apisonada con pisón de mano, en zanjas ...				
1130.01	con materiales I y/o II	m ³	853.97	96.50	82,408.11
1131.00	Relleno de zanjas con materiales I y/o II				
1131.01	a volteo, con pala de mano	m ³	2,647.30	24.10	63,801.86
1131.02	apisonado y compactado con agua, en capas de 20 cm. de espesor-	m ³	2,561.91	65.45	167,677.01
2000.00	Instalación, junteo y prueba de tuberías de asbesto-cemento clase A-5,				
2000.01	de 64 mm. (2 1/2") de diámetro	m.	5,096.00	26.60	135,553.60
2000.02	de 76 mm. (3") de diámetro	m.	2,214.00	26.60	58,892.40
2000.03	de 102 mm. (4") de diámetro	m.	375.00	28.00	10,500.00
2000.04	de 152 mm. (6") de diámetro	m.	777.00	32.65	25,369.05
2010.00	Instalación, junteo y prueba de tuberías de asbesto-cemento, clase A-7,				
2010.04	de 152 mm. (6") de diámetro	m.	250.00	34.10	8,525.00

AGUA POTABLE

PRESUPUESTO BASE.

PARTIDA	C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
2130.00	Instalación de piezas especiales de				
2130.01	fierro fundido	Kg.	10,837.00	\$ 4.00	\$ 33,348.00
2160.00	Instalación de válvulas de seccionamiento . . .				
2160.04	de 64 mm. (2 1/2") de diámetro	Pza.	53	78.25	4,147.25
2160.05	de 76 mm. (3") de diámetro	Pza.	10	103.00	1,030.00
2160.06	de 102 mm. (4") de diámetro	Pza.	2	187.40	374.80
2160.07	de 152 mm. (6") de diámetro	Pza.	1	315.00	315.00
2240.00	Cajas para operación de válvulas, según plano tipo V.C.1469				
2240.01	tipo 1, de 0.70 x 0.70 m.	Caja	13	932.00	12,116.00
2240.02	tipo 2, de 1.00 x 0.90 m.	Caja	9	1,689.00	15,201.00
2240.05	tipo 5, de 1.30 x 0.90 m.	Caja	2	1,885.00	3,770.00
2240.09	tipo 9, de 1.29 x 0.90 m.	Caja	12	1,932.00	23,184.00
2243.00	Suministro e instalación de contramarcos, según plano tipo V.C. 1469				
2243.01	sencillos de 0.90 m., con canal de 100 mm. (4")	Pza.	26	443.15	11,521.90
2243.02	sencillos de 1.40 m. con canal de 100 mm. (4")	Pza.	24	568.55	13,645.20
2244.00	Suministro e instalación de marcos con tapa de fierro fundido :				
2244.01	con peso de 130 Kg. (V.C.1470)	Pza.	50	1,044.00	52,200.00
2250.00	Instalación de tomas domiciliarias de 13 mm. (1/2") de diámetro				
2250.04	tipo 4-C, de plástico flexible y fierro galv., V.C. 1646.	Toma	265	134.00	35,510.00

AGUA POTABLE
P

PRESUPUESTO BASE.

PARTIDA	C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
8000.00	Suministro de tuberías de asbesto-cemento, clase A-5, L.A.B., destino				
8000.01	de 60 mm. (2 1/2") de diámetro	m.	5,096.00	\$ 40.75	\$ 207,662.00
8000.02	de 75 mm. (3") de diámetro	m.	2,214.00	51.70	114,463.80
8000.03	de 100 mm. (4") de diámetro	m.	375.00	56.60	21,225.00
8000.04	de 150 mm. (6") de diámetro	m.	777.00	94.55	73,465.35
8001.00	Suministro de tuberías de asbesto-cemento, clase A-7, L.A.B. destino				
8001.04	de 150 mm. (6") de diámetro	m.	250.00	97.10	24,275.00
8007.00	Suministro de piezas especiales de fierro fundido, (excluyendo extremidades), L.A.B. lugar de compra				
8007.01	de 51 mm. a 76 mm. (2" a 3")	Kg.	5,398.00	14.95	80,700.10
8007.02	de 101 mm. a 303 mm. (4" a 12")	Kg.	2,520.00	13.26	33,415.20
8008.00	Suministro de extremidades de fierro fundido, L.A.B. lugar de compra				
8008.01	de 51 mm. a 76 mm. (2" a 3")	Kg.	2,344.00	13.25	31,058.00
8008.02	de 101 mm. a 152 mm. (4" a 6")	Kg.	575.00	11.74	6,750.50
8012.00	Suministro de tornillos con cabeza y tuerca hexagonal, L.A.B. lugar de compra				
8012.01	de 16 mm. x 64 mm. (5/8"x2 1/2")	Pza.	1705	5.35	9,121.75
8012.02	de 16 mm. x 76 mm. (5/8"x3")	Pza.	104	5.80	603.20
8012.03	de 19 mm. x 89 mm. (3/4"x3 1/2")	Pza.	320	10.00	3,200.00
8013.00	Su-inistro de empaques de plomo L.A.B. lugar de compra				
8013.02	de 64 mm. (2 1/2") de diámetro	Pza.	330	5.75	1,897.50

AGUA POTABLE

PRESUPUESTO BASE.

PARTIDA	C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
8013.03	de 76 mm. (3") de diámetro	Pza.	69	\$ 7.53	\$ 519.57
8013.04	de 102 mm. (4") de diámetro	Pza.	13	10.64	138.32
8013.05	de 152 mm. (6") de diámetro	Pza.	40	16.50	660.00
8014.00	Suministro de juntas Gibault completas, L.A.B. lugar de compra.				
8014.02	de 64 mm. (2 1/2") de diámetro	Pza.	239	69.00	16,491.00
8014.03	de 76 mm (3") de diámetro	Pza.	54	76.00	4,104.00
8014.04	de 102 mm. (4") de diámetro	Pza.	9	94.30	848.70
8014.05	de 152 mm. (6") de diámetro	Pza.	34	149.50	5,083.00
8019.00	Suministro de válvulas aliviadoras o eliminadoras de aire, L.A.B. lugar de compra				
8019.02	de 19 mm. (3/4") de diámetro	Pza.	23	2,415.00	55,545.00
8022.00	Suministro de válvulas tipo compuerta, G-612 o similar, completas, para 14.7 Kg. (200 lbs.) de agua, L.A.B. lugar de compra				
8022.02	de 63 mm. (2 1/2") de diámetro	Pza.	53	1,783.00	94,499.00
8022.03	de 76 mm. (3") de diámetro	Pza.	10	2,084.00	20,840.00
8022.04	de 102 mm. (4") de diámetro	Pza.	2	2,746.00	5,492.00
8022.06	de 152 mm. (6") de diámetro	Pza.	1	4,493.00	4,493.00
8025.00	Materiales para tomas domiciliarias de 13 mm. (1/2") de diámetro, L.A.B. lugar de compra, excluyendo abrazadera y medidor . .				
8025.04	tipo 4-C, de plástico flexible y fierro galv. V.C.1646	Toma	265	205.00	54,325.00
8027.00	Abrazadera de inserción para ..				
8027.02	tubo de 64 mm. (2 1/2") de diámetro	Pza.	13	43.00	559.00

AGUA POTABLE

PRESUPUESTO BASE.

PARTIDA	C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
8027.03	tubo de 76 mm. (3") de diámetro	Pza.	8	\$ 46.00	\$ 368.00
8027.04	tubo de 102 mm. (4") de diámetro	Pza.	1	56.00	56.00
8027.05	tubo de 152 mm. (6") de diámetro	Pza.	1	73.00	73.00
				S U M A :	<u>2'609,950.39</u> =====

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

- . Métodos, Planeamiento y Equipos de Construcción,-
R.L. Peurifoy (1976).

 - . Máquinaria de Construcción.- Centro de Educación
Continua de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
(1975).

 - . Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción.
S.R.H. (1962).

 - . Estimación de los Costos de Construcción. - Robert L.
Peurifoy (1970).

 - . Control de Operación de Maquinaria.
Ing. José Arias Duforeg. Ponencia presentada en la
1a. Reunión Nacional de Analistas de Precios Unitarios.
(1975).

 - . Instructivo para Superintendentes.
Ing. Francisco Ricci Chacón - (1976)

 - . Boletín Informativo 412 - Cámara Nacional de la Indus-
tria de la Construcción - México 1976.
-

TANQUE I
 VOL 30 000 m³
 C P 164 32

TANQUE II
 VOL 30 000 m³
 C P 100 00

3 30

CABEZAL DE
 DESCARGA

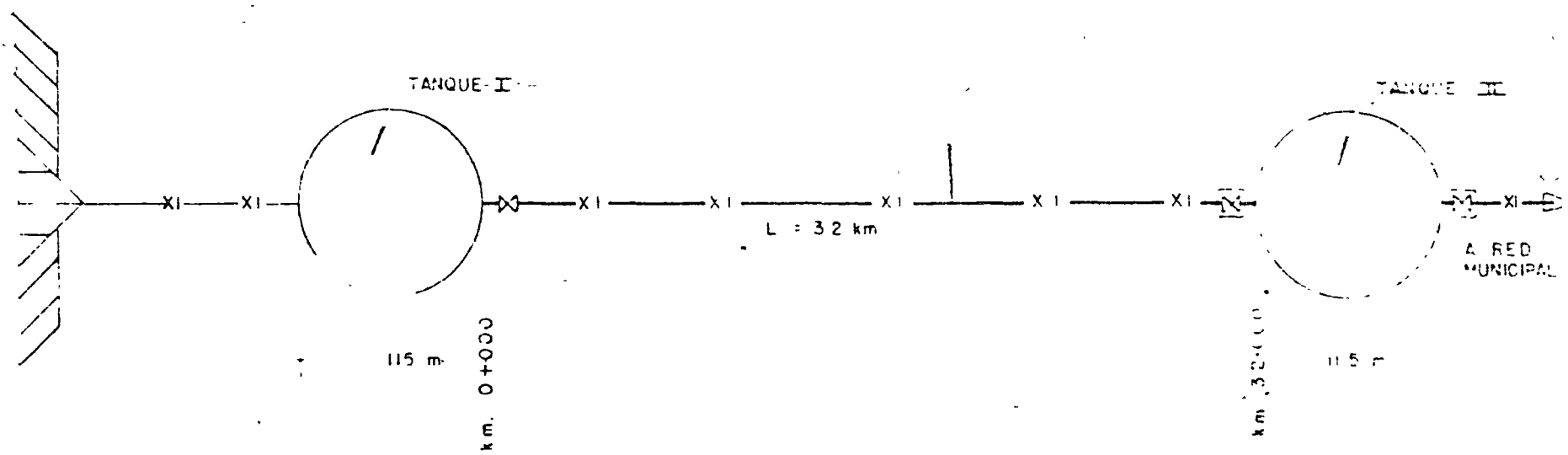
C O R T E
 sin escala

TUBERIA DE A C - 7
 DE 091 mm (3 5") Ø

A RED
 MUNICIPAL

NAME

NIVEL DE
 ESTIAJE



P L A N T A
 sin escala

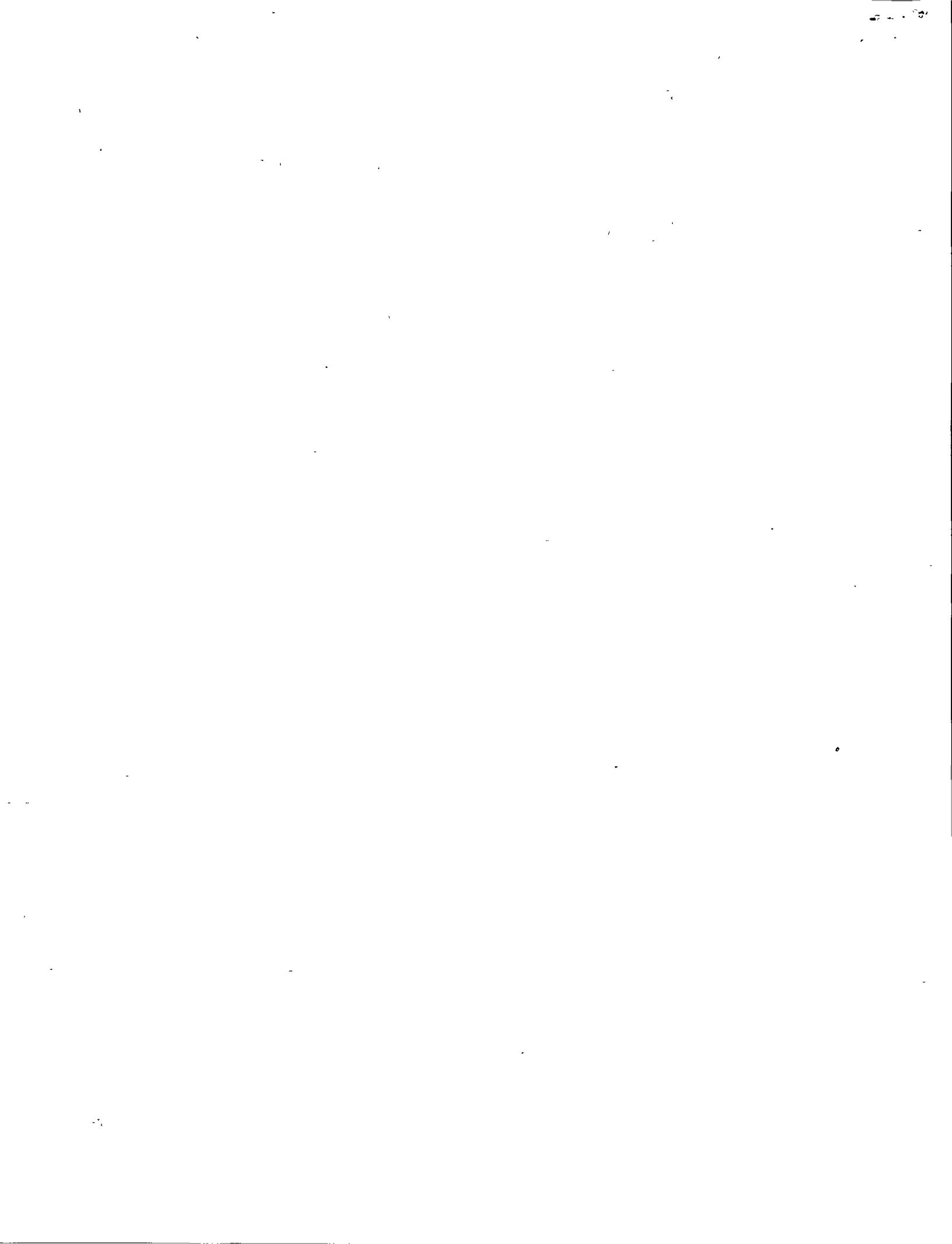
PROGRAMA DE OBRA

OBRA: Abastecimiento de Agua Potable
 PROPIETARIO: S. R. H.
 LOCALIZACION: Acapulco, Gra.
 FECHA DE PROYECTO: ABRIL 1975
 FECHA DE REPORTE: JULIO 30 1975

DESCRIPCION DE OBRAS	CAN-TIDAD	UMDAD	AVANCE SEMANAL	TIEMPO EN SEMANAS	PERIODO																																											
					Abril				Mayo				Junio				Julio				Agosto				Septiembre				Octubre				Noviembre				Diciembre				Enero '76		Febrero '76					
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
CONSTRUCCION DEL TANQUE N. 1																																																
1.- INSTALACION EN LA OBRA	100	%	50%	2																																												
2.- LIMPIEZA DEL TERRENO	22700	m ³	15100	1.5																																												
3.- EXCAVACION	6337	m ³	1100	6																																												
4.- COLADO DE PLANTILLA	328	m ³	528	0.5																																												
5.- LOSA DE PISO	3115	m ³	900	3.5																																												
6.- MUROS	358	m ³	45	8																																												
7.- COLUMNAS	89	m ³	22	5																																												
8.- LOSA DE CUBIERTA	3115	m ³	225	14																																												
9.- DESINSTALACION y LIMPIEZA	100	%	50%	2																																												
CONSTRUCCION DEL TANQUE N. 2																																																
10.- INSTALACION EN LA OBRA	100	%	50%	2																																												
11.- LIMPIEZA DEL TERRENO	22700	m ³	15100	1.5																																												
12.- EXCAVACION	6337	m ³	1100	6																																												
13.- COLADO DE PLANTILLA	328	m ³	528	0.5																																												
14.- LOSA DE PISO	3115	m ³	900	3.5																																												
15.- MUROS	358	m ³	45	8																																												
16.- COLUMNAS	89	m ³	22	5																																												
17.- LOSA DE CUBIERTA	3115	m ³	225	14																																												
18.- DESINSTALACION y LIMPIEZA	100	%	50%	2																																												
LINEA DE CONDUCCION																																																
19.- EXCAVACION	14300	m ³	5550	26																																												
20.- TENDIDO DE TUBERIA	32000	m L	1250	26																																												
21.- RELLENO	29500	m ³	4960	26																																												
22.- PRUEBAS DE TUBERIA																																																

AVANCE ESTIMADO
 AVANCE REAL

Nota
 El número anotado después del avance real indica el porcentaje de trabajo ejecutado a la fecha del reporte





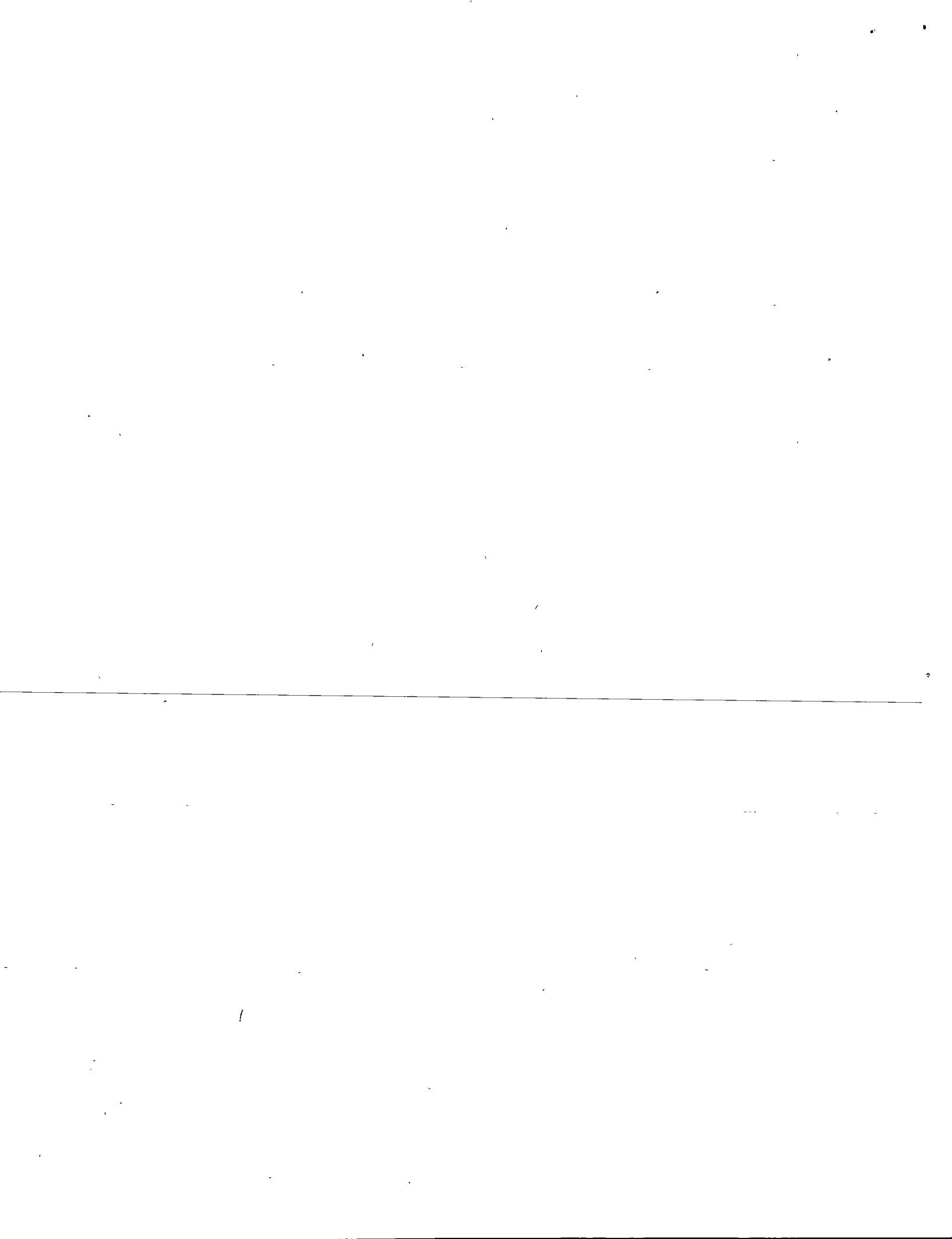
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

OPERACION, ADMINISTRACION Y CONSERVACION
DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE

ING. GUSTAVO FLORES SOUZA
SEPTIEMBRE, 1977



TEMARIO

1. DIRECTRICES
2. ORGANIZACION
3. ASPECTOS LEGALES
4. PROGRAMAS DE OPERACION Y CONSERVACION
5. PROGRAMAS SOCIO-ECONOMICOS
6. SITUACIONES DE EMERGENCIA

DIRECTRICES

En la administración de los sistemas de agua potable y alcantarillado, las directrices a que se sujeta la Dirección General de Operación de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado están determinadas por los objetivos, que son: operar, conservar y administrar los sistemas de agua potable y alcantarillado en los que interviene la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, así como auxiliar y asesorar a todos los Organismos Administradores que lo soliciten, aún cuando dependan de otras entidades.

Las políticas generales sustentadas por esa Dirección General se refieren a los siguientes aspectos:

Lograr la autosuficiencia técnica y económica de los sistemas; lograr el aprovechamiento óptimo de las instalaciones existentes poniendo en práctica los programas de mantenimiento preventivo, control de acuíferos, estudios hidrométricos, control de calidad del agua, y demás que determinen las funciones de esta Dependencia; proporcionar agua con la calidad adecuada, la cantidad necesaria y a la presión suficiente para abastecer a las ciudades y preservar la salud de los habitantes; generalizar el establecimiento del servicio medido en los sistemas; determinar y ejecutar las medidas técnica y administrativas que determinen mejores niveles de eficiencia en los sistemas para contribuir al desarrollo económico, social, industrial y turístico.

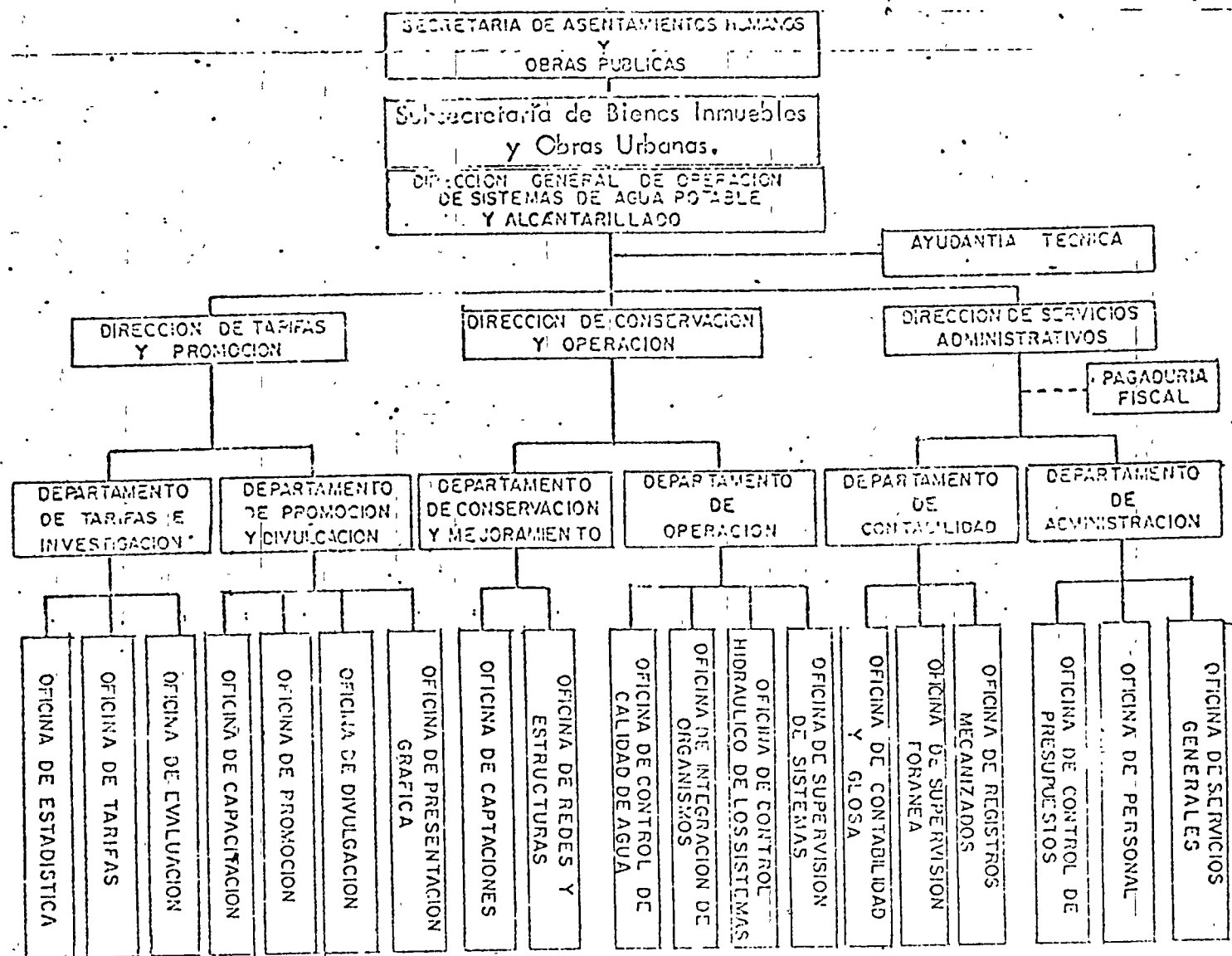
ORGANIZACION

La Dirección General de Operación de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, está constituida por tres Sub-Direcciones: Operación y Conservación, Tarifas y Promoción y Servicios Administrativos. El cumplimiento de sus funciones se lleva adelante con la coordinación de seis Departamentos, de los cuales corresponden dos a cada una de ellas.

A la Dirección de Tarifas y Promoción, corresponden los Departamentos de Tarifas e Investigación y de Promoción y Divulgación. El de Tarifas e Investigación, está integrado por las Oficinas de Evaluación, Tarifas y Estadística. El de Promoción y Divulgación está integrado por las Oficinas de Capacitación, Promoción, Divulgación y Presentación Gráfica.

La Sub-Dirección de Conservación y Operación, la integran el Departamento de Conservación y Mejoramiento y el Departamento de Operación. El primero lo forman la Oficina de Redes y Estructuras y la Oficina de Captaciones; el segundo está integrado por las Oficinas de Supervisión de Sistemas, Control Hidráulico de los Sistemas, Integración de Organismos y Control de Calidad del Agua.

La Sub-Dirección de Servicios Administrativos la integran: El Departamento de Contabilidad y el Departamento de Administración. Al de Contabilidad corresponden la Oficina de Contabilidad y Glosa, la Oficina de Supervisión Foránea y la Oficina de Registros Mecanizados. El Departamento de Administración lo forman la Oficina



de Control de Presupuestos, la Oficina de Personal y la Oficina de Servicios Generales.

Las labores que la Dirección General desarrolla en los Estados de la República a través de las Residencias Generales de Operación son coordinadas por los Centros SAHOP., que funcionan en cada uno de ellos.

Para el abastecimiento de agua potable a ciudades de la República, la Dirección General interviene en 1,200 sistemas, que son operados por 686 Juntas Federales de Agua Potable, 215 Administraciones, 27 Comités Administradores, 22 Juntas Administradoras y 146 Comités Municipales.

Las Juntas Federales de Agua Potable y Alcantarillado, están integradas por un Presidente y Tesorero (Propietarios y Suplentes), electos por la comunidad; un Secretario designado por el Ayuntamiento, un Primer Vocal, Representante de la Secretaría y un Segundo Vocal designado por el Gobierno del Estado correspondiente. Las Administraciones directas son organismos en los cuales el Administrador es designado directamente por la Secretaría.

La organización del aparato oficial creado para proporcionar el agua potable a los núcleos urbanos ha sido planeada y desarrollada, tomando en consideración las características sociales, culturales y económicas de las comunidades, así como los problemas que esas características puedan determinar.

La Operación de los Sistemas de Agua Potable se lleva a cabo con fundamento en

la conjugación de los criterios empresarial y de servicio público. La observancia del criterio empresarial determina el manejo de los sistemas en atención al logro de su autosuficiencia económica, necesaria para cubrir los gastos corrientes de operación, administración y conservación y para mantener el ritmo de crecimiento de los ingresos, que debe ser paralelo al aumento de las demandas y necesidades de ampliación que exigen las poblaciones. Además esta autosuficiencia debe dar margen a la amortización de las inversiones que hayan sido hechas para proporcionar el servicio.

Dado que el servicio de agua potable es de carácter público y que en México es competencia primaria de la autoridad municipal, complementada con el auxilio de los Gobiernos Estatal y Federal, su recuperación económica depende de la consideración de tres factores que se dan en función de la capacidad económica de cada comunidad:

El primero, es el agua como beneficio vital, sanitario y social, cuando en ocasiones no se puede recuperar el total de la inversión a través del pago del servicio.

El segundo factor a considerar es la necesidad de construir las obras de agua potable como parte de la infraestructura social y económica necesaria para el desarrollo de los pueblos.

Vale la pena resaltar aquí que, en general, se considera que el agua potable es algo así como la principal medicina preventiva de cierto tipo de enfermedades. Se olvida frecuentemente que además de esta importantísima función del agua

potable, tiene además, la de promotora del desarrollo industrial y comercial, y es también generadora de divisas a través de mejores condiciones turísticas y de confort de las poblaciones.

Como tercer factor importante por determinar, por lo que se refiere a las inversiones recuperables a través de las tarifas, están los altos consumidores, tanto domésticos como comerciales e industriales, quienes con criterio de justicia social deben sufragar los déficits resultantes a cargo de los estratos económicamente más débiles.

En los diferentes aspectos de la administración de los sistemas de agua potable tratamos de lograr el mejor aprovechamiento de los recursos, a fin de imprimir a los servicios el nivel de eficiencia que requiere el desarrollo de las ciudades.

Supervisión permanente. - Dentro de los métodos de control para la operación y administración, se llevan a cabo visitas de personal supervisor de Oficinas Centrales en forma rutinaria y permanente, de acuerdo con programas preestablecidos anualmente, que incluyen la revisión y supervisión de los controles que llevan las Oficinas Regionales. Estos independientemente de la supervisión eventual que se lleva en caso de problemas específicos.

Revisión de Controles. - Actualmente se encuentra en una etapa muy avanzada la revisión de los controles y manuales administrativos para su adaptación a las necesidades de los sistemas. Esta adaptación se está llevando adelante con base en las técnicas más modernas de organización y administración y en función del incremento en el

número de organismos que es necesario asesorar. Uno de los controles que se ejercen es la revisión y aprobación anual de los presupuestos de egresos e ingresos.

Mecanización. - Para llevar un control efectivo de los ingresos y egresos, de acuerdo con el párrafo anterior, se mecanizan los procedimientos de facturación, recaudación, etc., a nivel de organismo administrador.

Actualmente, de acuerdo con las normas establecidas, es necesario que los organismos envíen a México, mensualmente, sus cortes de caja a los que se agregan los documentos comprobatorios que son glosados en Oficinas Centrales y a los cuales se les hacen las observaciones correspondientes para su corrección. La reforma consistirá en que la revisión de dichos documentos sea hecha en los Centros SAHOP, estimándose que con esto se agilizarán los trámites y se tendrá un mayor control.

Por otra parte, todos los datos son procesados en computadoras para organizar la información en relación con toda la documentación.

Padrón de usuarios. - Uno de los documentos básicos para el control de la recaudación es el padrón de usuarios. Se está adecuando el formato que debe llevar éste, para actualizar los padrones de todos los sistemas, que están bastante incompletos, complementariamente y sobre todo en las poblaciones de importancia, se están revisando y modificando las rutas de lectura de los medidores, que es un aspecto importante para el mejor control de la medición, sobre todo en lo que se refiere a la rotación de los lecturistas que hemos encontrado básica para evitar vicios.

ASPECTOS LEGALES

Para comprender el marco jurídico que contempla la operación de los sistemas de agua potable y alcantarillado necesitamos referirnos antes a las disposiciones constitucionales que lo generan. Para tal efecto, y con el afán de señalar algunos principios básicos sobre los que descansan estas disposiciones, es necesario puntualizar que el servicio público del agua potable es de naturaleza eminentemente municipal, y que en estas circunstancias el Gobierno Federal opera y administra sistemas de agua potable cuando se ha efectuado alguna inversión de carácter recuperable con fondos federales o ha avalado o garantizado obligaciones de los estados y municipios con relación a la construcción de las obras para el abastecimiento de agua potable a las poblaciones.

Ahora bien; todo lo anterior tiene un fundamento legal cuya fuente de origen es el articulado constitucional. El Artículo 27, párrafo 5o, nos dice que "Son propiedad de la Nación las aguas de los mares territoriales en la extensión y términos que fije el Derecho Internacional; las aguas marítimas interiores; las de las lagunas y esteros que se comuniquen permanente o intermitentemente con el mar; las de los lagos interiores de formación natural que estén ligados directamente a corrientes constantes; las de los ríos y sus afluentes directas o indirectas, desde el punto del cauce en que se inicien las primeras aguas permanentes, intermitentes o torrenciales, hasta su desembocadura en el mar; lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional; las de las corrientes constantes o intermitentes y sus afluentes directos o indirectos, cuando el

cauce de aquellas en toda su extensión o en parte de ellas sirva de límite al territorio nacional o a dos entidades federativas, o cuando pase de una a otra o cruce la línea divisoria de la República; la de los lagos, lagunas divisorias de dos o más entidades o entre la República y un país vecino, o cuando el límite de las riberas sirva de lindero entre dos entidades federativas o a la República con un país vecino, las de los manantiales que broten en las plazas, zonas marítimas, cauces, vasos o riberas de los lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional y las que extraigan de las minas; y los cauces, lechos o riberas de los lagos y corrientes interiores en la extensión que fija la ley. Las aguas del subsuelo pueden ser libremente alumbradas mediante obras artificiales y apropiarse por el dueño del terreno; pero cuando lo exija el interés público o se afecten otros aprovechamientos, el Ejecutivo Federal podrá reglamentar su extracción y utilización y aún establecer zonas vedadas,

al igual que para las demás aguas de propiedad nacional. Cualesquiera otras aguas no incluidas en la enumeración anterior, se considerarán como parte integrante de la propiedad de los terrenos por los que corran o en los que se encuentren sus depósitos; pero si se localizaren en dos o más predios, el aprovechamiento de estas aguas se considerará de utilidad pública y quedará sujeto a las disposiciones que dicten los Estados.

El Artículo 89, Fracción primera señala, entre las facultades y obligaciones del Presidente, o sea el Ejecutivo Federal, la de promulgar y ejecutar las leyes que expida el Congreso de la Unión, proveyendo en la esfera administrativa a su exacta observancia.

El Artículo 115 del ordenamiento que se cita establece el municipio libre como base de su división territorial y de su organización política y administrativa.

Asimismo señala las bases para ejercerlo; acorde con lo anterior simplemente mencionamos los Artículos 116 y 117.

La Ley Orgánica de la Administración Pública Federal, fija la competencia y funciones de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas en materia de Agua Potable en la Fracción 5a. de su Artículo 37, publicado en el Diario Oficial de la Federación en el año de 1976, y así el Reglamento Interior de esta Secretaría en su Artículo 35, faculta a la Dirección General de Operación de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, para operar, administrar y conservar los sistemas de agua potable y alcantarillado.

La Ley Federal de Aguas, reglamentaria del párrafo quinto del Artículo 27 Constitucional, declara en su Artículo 2o, Fracción 6a, que son de utilidad pública las obras y servicios de agua potable y alcantarillado, lo que se instrumenta en su Artículo 3o. al estipular que en los casos de utilidad pública el Ejecutivo Federal podrá decretar la expropiación, la ocupación temporal, total o parcial de los bienes de propiedad privada o la limitación de los derechos de dominio en los términos de la misma ley y de su Reglamento y en lo no previsto por la Ley de Expropiación.

Cuando se trate de bienes ejidales o comunales, se procederá en los términos de la Ley Federal de la Reforma Agraria.

El Artículo 16 señala en su fracción 6a. que es competencia del Ejecutivo Federal fijar las cantidades que deban recuperarse por las inversiones del Gobierno Federal, en las construcciones de obras hidráulicas y los plazos de amortización.

Continuando con nuestro recorrido a través de la Ley Federal de Aguas, nos encontramos que su Artículo 27, establece el siguiente orden de prelación para la explotación, uso o aprovechamiento de las aguas propiedad nacional que incluyen las -- del subsuelo:

- I.- Usos domésticos ;
- II.- Servicios públicos urbanos ;
- III.- Abrevaderos de ganado ;
- IV.- Riego de terrenos ;
 - a.- Ejidales y comunales .
 - b.- De propiedad privada .
- v.- Industrias:
 - a.- Generación de energía eléctrica para servicio público .
 - b.- Otras industrias .
- VI.- Acuacultura;
- VII.- Generación de energía eléctrica para servicio privado;
- VIII.- Lavado y entarquinamiento de terrenos; y
- IX.- Otros:.....

El Ejecutivo Federal podrá alterar este orden cuando lo exija el interés público, -

salvo el de los usos domésticos, que siempre tendrán preferencia.

De esta manera, y con el objeto de ser breve, señalaré que el Título 2º Capítulo 2º de la misma Ley, trata de los abastecimientos de agua potable y de las obras de alcantarillado.

En su artículo 32 faculta al Ejecutivo Federal, para que a través de la Secretaría, coopere a solventar la responsabilidad de los Municipios en el costo de las obras para abastecimiento de agua y de las de alcantarillado de las poblaciones, previa celebración del convenio respectivo, previsto por la Ley.

De esta manera el artículo 34 señala que los sistemas construidos total o parcialmente con fondos aval o garantía del Gobierno Federal, serán administrados por la Secretaría directamente o en la forma que ésta determine en cada caso; entregándose a los Ayuntamientos cuando el Gobierno Federal haya recuperado las inversiones que tengan este carácter, o se haya extinguido las correspondientes obligaciones avaladas o garantizadas.

Es de observarse que diversas disposiciones de la Ley Federal de Aguas otorgaban atribuciones a la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos y que en virtud de la Reforma Administrativa, de acuerdo con la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal, estas atribuciones corresponden actualmente a la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

En forma muy general he tratado de exponerles las bases fundamentales de la operación, administración y conservación de los sistemas de agua potable, ahora bien, ésta se lleva a cabo a través de organismos operadores de acuerdo con el artículo 34

de la Ley Federal de Aguas ya expuesta. Se ha dado preferencia a la integración de Juntas Federales de Agua Potable, ya que estas nos permiten una administración más dinámica, este tipo de organismo se regula por el Reglamento de Juntas Federales de Agua Potable, el cual se emitió de conformidad por lo dispuesto en el Artículo 5o. y demás relativos de la Ley Federal de Ingeniería Sanitaria, la cual fué abrogada por la Ley Federal de Aguas, no así este Reglamento que continúa vigente.

PROGRAMAS DE OPERACION

Estudios Hidrométricos. - Hemos designado con este nombre el análisis físico que se lleva a cabo en las instalaciones de los sistemas de agua potable y de alcantarillado, considerando con prioridad a los de agua potable.

El estudio incluye la medición de los caudales y velocidades dentro de las tuberías principales, el estado interno de las mismas, la investigación sobre la conservación de las válvulas, la determinación de tomas clandestinas, la detección y corrección de fugas, el estudio de los consumos de los usuarios para detectar en su caso los desperdicios que estos hacen, el estado de los equipos de bombeo, y en general, todo el funcionamiento del sistema, así como el estado físico de las instalaciones.

Estos estudios se efectúan en las ciudades de la República, y como resultado de ellos se puede estimar que se desaprovecha alrededor del 45% del total que se entrega a los sistemas. Esta cantidad sería suficiente para abastecer a la población que actualmente no tiene servicio, sin necesidad de construir ninguna nueva fuente de captación.

Los estudios hidrométricos se han dividido en varias etapas, que consideradas en conjunto constituyen el verdadero estudio hidrométrico completo.

Sin embargo, pueden hacerse en forma selectiva ó simultánea para acelerar el acopio de información que es necesario obtener de la mayor parte de las poblaciones de la República.

Estos trabajos, como veremos más adelante, nos permitirán obtener datos para nuevos proyectos y para construir obras a menor costo.

Detección de tomas clandestinas. - Con la aplicación de los resultados de los estudios hidrométricos, se localizan en diferentes poblaciones del país tomas que han sido instaladas sin tener el control correspondiente, ó sea en forma clandestina.

Hemos encontrado también otro tipo de tomas, que hemos llamado derivaciones, las cuales se conectan a una toma legal, de tal forma que se pueda obtener el líquido antes de que pase por el medidor, de lo que resulta un consumo de agua que no registra el aparato y por lo tanto no se paga.

Con base en los estudios practicados esperamos que la detección y corrección de esas anomalías pueda representar un incremento, en algunas poblaciones de la República, hasta del orden del 20 al 25% de la recaudación.

Programa de mantenimiento preventivo. - En atención a la necesidad de aprovechar al máximo nuestros recursos, estamos trabajando en el mantenimiento preventivo de equipos de bombeo, cloradores y medidores principalmente, en los sistemas de la --

República, ya que es mucho el tiempo y el dinero que se pierden en el mantenimiento correctivo de equipos e instalaciones cuando éstos se descomponen o deterioran.

Servicio Medido. - Para hacer realidad la aplicación de la equidad en el cobro de los servicios, además de establecer las tarifas adecuadas, es indispensable instalar los medidores que cuantifiquen el consumo; es decir, que independientemente del uso a que se destine el agua, debe pagar más quien consume más.

Por otra parte, el pago a base de medidores creará en el público usuario la conciencia del valor del agua y evitará su desperdicio, ya que, conviene recalcarlo, el objeto de instalar los medidores no es que la gente pague más, sino que use estrictamente el agua que necesita para preservar las reservas acuíferas de su propia ciudad, de tal manera que los incrementos necesarios de agua para el abastecimiento de la población no tengan que irse encareciendo por la necesidad de llevarla de lugares cada vez más lejanos, o por la necesidad de usar aguas que deban ser tratadas.

Control de Calidad. - Se revisan las normas de calidad del agua con objeto de adaptarlas a la realidad y posibilidades del medio mexicano sin perjudicar en ninguna forma el organismo humano.

Con este objeto, pero fundamentalmente con el fin de garantizar esa buena calidad que permita a propios y extraños tomarla con plena confianza, se ha iniciado ya el programa de cloración total, como tratamiento mínimo, al agua que se sirve en las poblaciones de la República.

Al mismo tiempo, dentro de los programas de divulgación, se está tratando de enterar a los usuarios de que el cloro no es de ninguna manera dañino sino, por el contrario, beneficia su economía al evitar enfermedades en la familia; y que el sabor especial que en algunas ocasiones es repudiado, es cuestión de costumbre, como se ha demostrado en el mundo entero.

Como complemento de los trabajos que se llevan adelante para la adecuada desinfección del agua, se ha programado el establecimiento de laboratorios regionales, fundamentalmente para controlar la calidad bacteriológica. En coordinación con la Secretaría de Salubridad y Asistencia Pública y las Universidades Locales, se planea efectuar investigaciones epidemiológicas para cuantificar la disminución de las enfermedades por el uso de agua potable, y su significación económica.

Paralelamente a esta cuantificación económica desde el punto de vista sanitario, se lleva a cabo la cuantificación de los beneficios financieros o económicos que producen los sistemas de agua potable, a través de los productos obtenidos de las fábricas que se abastecen, los empleos que generan el incremento de turismo, etc., aspectos muy importantes que en ocasiones se olvidan porque se considera el agua única y exclusivamente como factor de salud, independientemente de la gran importancia que tiene en otros aspectos.

Reutilización de las aguas residuales. - Siendo México, un país de escasos ó mal-distribuidos recursos hídricos, debemos aprovechar al máximo los disponibles.

La reutilización de las aguas, como producto de los sistemas de alcantarillado, es -

tomada muy en cuenta, en coordinación con las dependencias correspondientes.

Los factores que se consideran para acelerar la utilización de las aguas negras son los siguientes:

- a).- Al emplearlas para desarrollo industrial, las poblaciones reducen las necesidades para la satisfacción de las demandas de agua potable.
- b).- La explotación de los mantos acuíferos, sea para dar concesiones de explotación a la industria o para incrementar la capacidad del sistema de agua potable, es menor;
- c).- Las aguas negras, aún en pequeños volúmenes, son útiles para zonas de riego.

PROGRAMAS SOCIO-ECONOMICOS

Estudios Tarifarios.- La suficiencia y permanencia del servicio, su calidad, el número de horas que se proporciona, etc., son producto directo de los ingresos que se obtienen para los gastos necesarios.

En los sistemas en cuya operación interviene la Secretaría, no existen más ingresos que los pagos de los usuarios, puesto que ninguna entidad los subsidia. Dichos ingresos son resultado de la estructura de la tarifa, por lo que esta es un factor esencial para la adecuada prestación de los servicios.

Hacemos labor de orientación para que los usuarios tomen conciencia de la responsabilidad que tienen con el servicio y que del cumplimiento de esa responsabilidad --

depende que el servicio se conserve o no, que sea bueno o malo, y que vaya o no en concordancia con el desarrollo urbano y demográfico de su población. Deben estar entendidos de que las tarifas son determinadas con criterio de equidad, proporcionalidad y justicia social, y que el costo unitario necesita ser mayor para el que obtiene beneficios pecunarios que para el que emplea el líquido en satisfacer necesidades vitales, y que en cualquiera de esos casos debe pagar más quien consume más.

Sin embargo, reiteramos, la tarifa no debe ser lucrativa, sino la estrictamente necesaria para cubrir los costos de operación, administración y conservación y dar margen para acumular la indispensable reserva para las ampliaciones y el pago de cualquier crédito que pudiera obtenerse.

Por lo tanto, la tarifa no debe ser mayor de la necesaria para cubrir estos conceptos, pero tampoco puede ser menor. Paradójicamente, una tarifa indebidamente baja afecta más a la población de escasos recursos que a la de altos ingresos.

Lo anterior se debe a que en una ciudad en desarrollo no faltan fraccionamientos de más o menos lujo, cuyos terrenos son vendidos con todas las instalaciones y adquiridos por personas que tienen los recursos suficientes.

Pero si la ciudad se desarrolla en zonas habitadas por personas económicamente débiles, los terrenos se venden sin servicios de agua o alcantarillado y el organismo administrador carece de la capacidad económica para hacer las ampliaciones que son necesarias, ya que, repetimos, nadie lo subsidia.

Los organismos administradores llevan adelante el manejo de los servicios de agua potable y alcantarillado, en función de la necesidad de conseguir la autosuficiencia económica de los sistemas y para que se desarrollen en forma paralela a las demandas de la población.

Investigación aplicada y estadística. - Es muy escasa la información estadística que poseemos en relación con muchos factores, necesarios tanto para los proyectos como para la construcción y operación de los servicios de agua potable y alcantarillado.

Las normas y especificaciones actuales son, o tomadas de otros países con mayor desarrollo, o las obtenidas hace muchos años por las instituciones que en esa época se dedicaban a construir obras de agua potable y alcantarillado.

Parte muy importante en el manejo de los sistemas, es la investigación aplicada y la obtención de las estadísticas necesarias. Como ejemplo podemos decir que es urgente obtener datos sobre los siguientes puntos:

Dotaciones de acuerdo con los diferentes tipos de poblaciones; variaciones diaria y horaria de la demanda; calidad de las aguas según las zonas; aportaciones a los alcantarillados tanto de aguas negras como pluviales; pérdidas de carga en los medidores, costos de producción y transporte del agua; costos de administración y operación por toma o por habitante; costos de construcción y mejoramiento tanto de sistemas de agua potable como de alcantarillado; costos de mantenimiento anual de los diferentes equipos e instalaciones; posibilidades de modificar las normas de construcción tendiendo a una mayor economía, calidad y duración de los materiales empleados a la fecha;

investigación de nuevos materiales, etc.

En términos generales podemos decir que los datos anteriores son necesarios para retroalimentar el proyecto, la construcción y la operación de las nuevas obras de acuerdo con la realidad mexicana.

Capacitación de personal. - Es básico, para lograr los objetivos que se han apuntado anteriormente, capacitar o actualizar al personal que atiende la operación, administración y conservación de los sistemas de agua potable y de alcantarillado de la República.

Como se ha dicho anteriormente, estas actividades conjugan una serie de conocimientos que hasta la fecha no se adquieren en una sola Institución docente.

Es por esto que se llevan a cabo cursos de muy variada índole y se programa la realización de otros.

Para ello se cuenta con personal de la Dirección General de Operación, así como de otras dependencias de la Secretaría y de otras instituciones como la Universidad Nacional Autónoma de México, el Instituto Politécnico Nacional, el Instituto Nacional de Capacitación Administrativa del ISSSTE, el Centro de Productividad, A.C., así como diversas Universidades e Institutos de Educación Superior de la República, y la Oficina Sanitaria Panamericana.

Es de hacer mención que se ha logrado también la activa colaboración de fabricantes y proveedores que ofrecen cursos y demostraciones de sus equipos y materiales.

El público se crea una imagen del organismo que da el servicio, según el trato que recibe de las personas que lo integran, por lo que es muy importante seleccionar y en su caso adiestrar a los encargados de recibir las quejas, a los cajeros a los letrados, fontaneros, y en general a todo el personal que tiene contacto directo con los usuarios; todo esto independientemente de la capacitación o actualización del personal ejecutivo y subalterno.

En el Plan de Capacitación que estamos desarrollando se han incluido reuniones a las que la Secretaría invitará oportunamente a los directivos de organismos administradores de sistemas de agua potable y alcantarillado que no dependen de la Secretaría, tales como Juntas Estatales, Municipales y privadas; el Departamento del Distrito Federal, etc., con el objeto de intercambiar experiencias fundamentalmente en políticas de planeación, de organización, de control, etc.

Hemos formulado un programa para un curso que esperamos celebrar una o dos veces al año para personal directivo, y que creemos conveniente debe ser a nivel de posgrado. Se piensa realizarlo en colaboración con alguna Universidad.

Este curso será de especialización en la operación, administración y conservación de sistemas de agua potable y alcantarillado, e incluirá, además de los necesarios temas de ingeniería, cátedras sobre organización, administración, contabilidad, computación electrónica, relaciones públicas, estadística, etc.

Elaboración de manuales e instructivos. Como complemento indispensable para la capacitación y actualización del personal, se han elaborado manuales de

operación, administración y conservación de sistemas de agua potable y alcantarillado, así como instructivos específicos para varias actividades.

Tanto en los manuales como en los instructivos se reúnen en forma seleccionada -- las normas y especificaciones administrativas, de organización y de trámite de la Secretaría, para todos los asuntos relacionados con esos temas.

Incluye además, las modernas técnicas contables, instructivos para la operación de equipos, mantenimiento preventivo, organigramas de los sistemas de agua potable, y todas aquellas especificaciones y ordenamientos necesarios para la buena marcha de los servicios.

Relaciones Públicas. - A fin de agilizar en todo lo posible el servicio al público, en la atención de las quejas de los usuarios, se está recurriendo a la aplicación de las relaciones públicas.

Este es un aspecto al que el plan considera especial importancia, y además de incluir en el Manual algunas de las principales normas sobre la materia para su uso -- en los dos sistemas, es un tema que se ha tratado en varios de los cursos que se han impartido al personal ejecutivo, tanto de Oficinas Centrales como de las administraciones de los sistemas.

Como se dijo anteriormente, el personal subalterno que tiene contacto con el público debe tener nociones de la materia, para lo cual, y buscando un efecto multiplicador, los Residentes Generales y los Administradores auspiciarán y llevarán a -- cabo cursillo de entrenamiento entre el mencionado personal.

Dentro de los programas de relaciones públicas se incluyen estudios de investigaciones de la imagen de los servicios y de los encargados de proporcionarlos ante la opinión pública, con el objeto, si ello es posible, de adelantarse a los problemas y de tomar las medidas del caso.

En otras ocasiones, estas investigaciones de la opinión pública se hacen para problemas específicos que se han presentado y que generalmente se refieren a quejos sobre el comportamiento humano de los empleados de los servicios, o a deficiencias del servicio, en cuyo caso se procede a tomar las medidas necesarias.

Divulgación.- Consideramos que no basta llevar a cabo las labores necesarias para dar un buen servicio, sino que es indispensable que el público usuario conozca y participe en las soluciones a los problemas que para proporcionarlo afronta el organismo administrador.

Generalmente, el usuario los desconoce y sólo sabe que existe alguno cuando el servicio falla en algún momento. Es entonces que protesta en forma airada.

Sabemos también que ignora si las recaudaciones son suficientes o no, para sostener ese servicio que desea y que necesita.

Es por eso que se llevan a cabo programas de divulgación, que abarcan numerosos aspectos, tales como la difusión de las políticas y necesidades; la conciencia del valor del agua; la necesidad del servicio medido; lo indispensable que es una tarifa justa y suficiente; lo conveniente de la participación de los propios interesados en el manejo de los sistemas; la conveniencia del pago a tiempo, etc.

Se editan y se seguirán editando folletos, carteles y audiovisuales; se llevarán a cabo campañas de radio y televisión, independientemente de la labor que en forma personal llevan a cabo todos los funcionarios no sólo de la Dirección General de Operación de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, sino de toda la Secretaría.

SITUACIONES DE EMERGENCIA

La Dirección General de Operación entra con programas específicos aplicables a las situaciones de emergencia. Estas se pueden presentar en general en 2 casos: por falla de las instalaciones o por algún fenómeno natural como los ciclones. En el primer caso, se deben tener en reserva equipos de bombeo de diferentes capacidades para poder abastecer, aun cuando sea en forma limitada, a la población. Es deseable que esto pueda hacerse realidad en cada sistema, pero en la práctica sólo puede lograrse en los que son grandes y tienen la capacidad económica para ello.

A nivel nacional, la Dirección cuenta con algunos equipos, aunque todavía en número insuficiente para enviarlos a las diferentes poblaciones del país.

En los casos de fenómenos naturales son varias las medidas que deben tomarse.

Se cuenta con laboratorios portátiles para determinar la calidad del agua y proceder a incrementar las dosis de cloro cuando es necesario. Complementariamente estamos tratando de obtener plantas potabilizadoras que pudieran enviarse para tratar el agua. Sobre todo cuando es necesario utilizar ríos o arroyos con aguas turbias.

Es necesario también contar con hornos para secar los motores en forma rápida, y aplicarles barniz aislante.

Ha sido frecuente en estos casos la necesidad de desazolvar con carácter urgente - las tuberías de alcantarillado, debido a las concentraciones extraordinarias de material debido a inundaciones.

Estos trabajos se coordinan con otras Dependencias, especialmente las de Salubridad y Asistencia Pública y la de la Defensa Nacional.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE: PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECI-
ENTO DE AGUA (DEL 20 DE SEPTIEMBRE AL 13 DE OCTUBRE DE 1977)

<u>NOMBRE DIRECCION</u>	<u>EMPRESA DIRECCION</u>
1. HUGO MANUEL ANGELES CRUZ 10 Poniente # 1501 Puebla, Puebla Tel. 41-84-67	
2. HERNAN FRANCISCO BARRIOS AVILES Av. 5 de Febrero # 39 Col. Aragón México 14, D. F. Tel. 7-81-45-06	S.A.H.O.P. Reforma #77 9o. Piso Col. San Rafael México 3, D. F. Tel. 546-67-09
3. ROBERTO BOSCO ROMERO Av. Francisco I. Madero Pte #124 Col. Huizachal México 10, D. F. Tel. 589-36-31	INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL Unidad Profesional de Zacatenco
4. MINERVA CALIXTO JIMENEZ Sta. Gertrudis # 17 Col. Industrial México 14, D. F. Tel. 537-73-59	S.A.H.O.P Reforma # 77 9o. Piso Col. San Rafael México 1, D. F. Tel. 546-67-09
5. JUAN ANTONIO CASTILLO GARCIA Av. Universidad # 1900-6-402 Col. Copilco-Universidad México 21, D. F. Tel. 548-04-60	S.A.H.O.P Tepozteco # 36 4o. Piso Col. Narvarte México 12, D. F. Tel. 590-70-02
6. RAFAEL CORRAL URQUIDES Av. Plutarco Elías Calles # 1330-7 Col. Reforma Ixtlaciuhatl México 13, D. F. Tel. 672-69-30	S.A.H.O.P Xola y Av. Universidad Col. Narvarte México 12, D. F. Tel. 530-99-74
7. JOSE LUIS DE LA FUENTE SEVERIN Av. Central # 12-1 Unidad FOVISSTE México 21, D. F.	D.D.F. DIRECCION GENERAL DE AGUAS Y SANEAMIENTO Plaza de la Constitución México 1, D. F. Tel. 521-06-63

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE: PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA (DEL 20 DE SEPTIEMBRE AL 13 DE OCTUBRE DE 1977)

<u>NOMBRE DIRECCION</u>	<u>EMPRESA DIRECCION</u>
8. JOSE DE JESUS DE LA MORA REAL Calle de Mayo No. 6 int. 3 Col. Nativitas México 13, D. F. Tel. 590-91-41	GARZA MALDONADO Y ASOCIADOS, S. A. Av. Cuauhtemoc # 1486 desp. 301 México 13, D. F. Tel. 534-99-69
9. ULISES ESPINOSA AMADOR Calle 5 No. 107 Col. Espartaco México 22, D. F. Tel. 590-81-52	S.A.H.O.P Av. Fernando # 268 - 6o. Piso Col. Alamos México 13, D. F. Tel. 590.81.52
10. LUIS LINO GAZCA A. Calle 47 No. 90 Col. Ignacio Zaragoza México, D. F. Tel. 7-62-13-43	DIRECCION DE OBRAS PUBLICAS DEL ESTADO DE MICHOACAN Libramiento Sur s/n Morelia, Michoacan Tel. 2-83-93
11. ONEFIMO CONSTANTINO BLANCO Viaducto M. Alemán No. 561-501 Col. Roma Sur México 7, D. F. Tel. 564-38-33	PROGRAMA DESCENTRALIZACION DE LAS EXPLOTACIONES LECHER DEL D. R. (PRODEL) Hamburgo # 31 Col. Juárez México 6, D. F.
12. ENRIQUE LUIS CRUZ GARCIA Sur 127 # 59 Col. Sta. Isabel México 13, D. F. Tel. 582-75-14	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO Balderas # 55 2o. Piso México 1, D. F. Tel. 585-50-66
13. EDUARDO RAMON FERNANDEZ Laguna de la Magdalena # 430 Col. Ventura Puente Morelia, Michoacan Tel.	JUNTA DE PLANEACION Y URBA- NIZACION DEL EDO. Libramiento Sur. Casa de Gobierno Morelia, Michoacan Tel. 2-65-05
14. JOSE GUADALUPE GALLARDO B. Ixtlaccihuatl # 62-1 Col. San Javier Tlanepantla, Edo. de México	S.A.H.O.P Reforma # 77 5o. Piso Col. San Rafael México D. F. Tel. 546-65-77

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE: PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECI-
MIENTO DE AGUA (DEL 20 DE SEPTIEMBRE AL 13 DE OCTUBRE DE 1977)

<u>NOMBRE DIRECCION</u>	<u>EMPRESA DIRECCION</u>
15. HUGO GALLEGOS MORALES Valle de Juárez # 50-4 Col. Valle de Aragón México, D. F.	S.A.H.O.P Reforma # 77 9o. Piso Col. San Rafael México , D. F.
16. ALFONSO GONZALEZ CARBAJAL Médicos # 20 Col. Sifón México 8, D. F. Tel. 582-30-44	S.A.H.O.P Reforma # 77 9o. Piso Col. San Rafael México, D. F. Tel. 546-65-77
17. ALFONSO GUILLEN ARAOS Heriberto Frías Col. del Valle México 12, D. F. Tel. 575-68-55	U.N.A.M
18. MANUEL HERNANDEZ FLORES Circuito Dramáurgos # 18 Ciudad Satélite Naucalpan Edo. de México Tel. 562-03-15	S.A.H.O.P Paseo de la Reforma #77 9o. piso Col. San Rafael México D. F. Tel. 546-67-09
19. WALTER JOHANN IDSELLIS EDER Tonalá # 106 Depto. 2 Col. Roma México 7, D. F. Tel. 584-11-68	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO Balderas No. 55 4o. Piso México 1, D. F. Tel. 585-50-66 Ext. 418
20. EDUARDO JIMENEZ HERNANDEZ Central de Plomeros # 81 Col. Emilio Carranza México 2, D. F. Tel. 529-05-44	S.A.H.O.P Reforma 77, 9o. Piso Col. San Rafael México, D. F. Tel. 546-65-77
21. AMADO KASSAB OLGUIN 154 Oriente # 216 Col. Moctezuma México 9, D. F.	S.A.H.O.P Reforma # 77 9o. piso Col. San Rafael México 4, D F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE: PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECI-
MIENTO DE AGUA (DEL 20 DE SEPTIEMBRE AL 13 DE OCTUBRE DE 1977)

<u>NOMBRE DIRECCION</u>	<u>EMPRESA DIRECCION</u>
22. SERGIO LOZOYA RODRIGUEZ Alvaro Obregón # 111 Col. Roma México 7, D. F. Tel.	S.A.H.O.P Reforma # 77 9o. Piso Col. San Rafael México, D. F. Tel. 535-50-75
23. FRANCISCO J. MANCEVO DEL CASTILLO Edificio 70 - A -402 - 1 Col. Lomas de Sotelo México 10, D. F. Tel. 557-02-24	S.A.H.O.P Reforma # 77 9o. Piso Col. San Rafael México, D. F. Tel. 546-81-24
24. AMIRA MARIN DE ARCINIEGA Montserrat # 95 Casa 7 Col. Los Reyes Coyoacan México 21, D. F. Tel. 544-51-68	ASOCIACION MEXICANA DE INDUS- TRIAS DE TUBERIAS PLASTICAS, A.C. Homero # 223-401 México 5, D. F Tel. 531-53-24
25. ANDRES ARMANDO MARQUEZ A Av. Universidad # 1953 Co Copilco México 20, D. F. Tel. 550-68-62	D.D.F. Dr. Pascua # 75 Col. Doctores México 7, D. F Tel. 578-98-47
26. RUBEN MENDOZA SILVA Privada de Vallarta # 7-7 Col. San Rafael México 4, D. F. Tel. 546-92-21	S.A.H.O.P Reforma # 77 9o. Piso Col. San Rafael México 4, D. F Tel. 535-50-75
27. JAIME MIRANDA RIVERA Rafael Delgado # 16 Col. Obrera Tel. 761-05-72	E.S.I.A Unidad 4 y 5 de la U.P.Z México 14, D. F
28. JOSE PAZ MOLINA MIRANDA Monte Libano # 106-2 Toluca, Edo. De México Tel. 5-18-53	
29. JOSE CARLOS MORA VAZQUEZ Niño Perdido # 782-6 Col. Postal México 13, D. F. Tel. 579-60-95	INSTITUTO DE SECCION URBANA E INTEGRACION SOCIAL (AURIS) Parque Orizaba No. 7 Naucalpan Edo. de México Tel. 576-76-70

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE: PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECI-
MIENTO DE AGUA (DEL 20 DE SEPTIEMBRE AL 13 DE OCTUBRE DE 1977)

<u>NOMBRE DIRECCION</u>	<u>EMPRESA DIRECCION</u>
30. MIGUEL ANGEL MORENO LOPEZ Insurgentes Nte. 394-2A Col. Sta. Maria la Ribera México 4, D. F.	S.A.H.O.P Reforma # 77 9o. Piso Col. San Rafael México 6, D. F.
31. ANTONIO MUÑOZ ROMERO Lomas de Sotelo # 17-B Depto. 204 Col. Irrigación México 10, D. F.	S.A.H.O.P Reforma # 77 9o. Piso Col. San Rafael México 6, D. F.
32. SERGIO PAZ ARANGO CDA. Toluca # 36 Olivar de los Padres México 20, D. F.	DELEGACION TLAHUAC Francisco I. Madero y Plaza Principal Tlahuac, D. F
33. GAUDENCIO QUIÑONES Reforma # 668 "E" Tlaltelolco México 3, D. F. Tel. 535-57-21	S.A.H.O.P Reforma # 77 9o. Piso Col. San Rafael México 6, D. F. Tel 535-57-21
34. GUILLERMO MELITON PEREZ AGUILAR Cuvier # 76 Col. Nueva Anzures México 5, D. F. Tel. 531-13-69	S.A.H.O.P Dr. Barragán # 779 8o. Piso Col. Vértiz Narvarte México 12, D. F. Tel 590-44-98
35. JOEL RANGEL MORENO Providencia # 320 - 9 Col. del Valle México 12, D. F. Tel.	ICATEC, S. A. Gonzáles de Cosío # 24 Col. del Valle México 12, D. F. Tel. 536-85-60
36. ALFREDO RIVERA BECERRA Miguel Bernard # 11 Col. Magisterial Vista Bella Ciudad Satélite, Edo. de México Tel. 598-11-46	S.A.H.O.P Reforma # 77 9o. Piso Col. San Rafael México 6, D. F. Tel. 546-75-53
37. ROQUE ENRIQUE RODRIGUEZ Tonalá # 268-5 Col. Roma México 7, D. F. Tel. 584-16-55	S.A.H. O. P. Reforma # 77 10o. Piso Col. San Rafael México 6, D. F. Tel. 546-80-16

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE: PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA (DEL 20 DE SEPTIEMBRE AL 13 DE OCTUBRE DE 1977)

NOMBRE DIRECCION

EMPRESA DIRECCION

- | | |
|---|---|
| 38. HECTOR RODRIGUEZ TURRENT
Nueva York # 280-1
Col. Nápoles
Mexico 18, D. F.
Tel. 543-89-05 | DEPARTAMENTO DEL D. F.
Plaza de la Constitución # 1
México 1, D. F.
Tel. 527-68-33 |
| 39. ALEJANDRO ROVELO C
Av. Teotihuacan # 114
Fracc. Venta de Carpio
Ecatepec, Edo. de México | O.D.E.M. CUATITLAN IZCALLI
Cuautitlan Izcalli |
| 40. MIGUEL ANTEL RUIZ CERVANTES
Uxmal # 56
Col. Narvarte
México 12, D. F. | S.A.H.O.P
Reforma # 77 9o. Piso
Col. San Rafael
México 6, D. F. |
| 41. JOSE LUIS RUIZ MAGAÑA
Av. 517 # 9
Unidad San Juan de Aragón
México 14, D. F.
Tel. 551-19-85 | COMISION DE AGUAS DEL VALLE
DE MEXICO
Balderas # 55
México 1, D. F.
Tel. 585-50-66 Ext. 315 |
| 42. FERNANDO RUIZ OLIVARES
Norte 135 # 58
Col. Plenitud
México 16, D. F.
Tel. 561-50-67 | D.D.F.
Plaza de la Constitución (zócalo)
México 1, D. F.
Tel. 521-27-83 |
| 43. SERGIO APOLONIO RUIZ PEREZ
Peña y Peña # 60-5
México 1, D. F.
Tel. 529-13-20 | S.A.H.O.P
Reforma # 77 9o. Piso
México 6, D. F.
Tel. 546-67-09 |
| 44. JORGE RUIZ VON SALIS
Unidad Integración Latinoamericana
Col. San Angel
México , D, F | DELEGACION IZTAPALAPA D, D, F
Cuauhtemoc # 6
Iztapalapa, D. F.
Tel. 581-29-18 |
| 45. LUIS SALDAÑA BAUTISTA
Parroquia # 715-302
Col. del Valle
México 12, D. F.
Tel. 524-12-67 | S.A.H.O.P
Reforma # 77 9o. Piso
Col. San Rafael
México 6, D. F.
Tel. 535-50-75 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA (DEL 20 DE SEPTIEMBRE AL 13 DE OCTUBRE DE 1977)

<u>NOMBRE DIRECCION</u>	<u>EMPRESA DIRECCION</u>
46. EDURADO TOLEDO LOPEZ Dr. Nicolás León Retorno 10 Grupo 18-B Col. Jardín Balbuena México 9, D. F. Tel. 552-65-74	D. D. F. Dirección General de Obras Públicas San Antonio Abad # 231 - 7o. Piso México 7, D. F. Tel. 588-32-27
47. TOMAS VALDEZ RAMIREZ R. Paliza # 150- 3 Nte. Culiacan, Sinaloa Tel. 2-48-87	JUNTA DE AGUA POTABLE RURAL Bvo. Leyva Solano # 573 Ote. Culiacan, Sinaloa Tel. 2-50-64 y 3-46-02
48. JULIO VARGAS ROMERO Calle Dr. Lucio # 102 Edif. C-25 Depto. 102 Col. Doctores	DIREC. DE CONSTRUCCION DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Paseo de la Reforma # 77 9o. Piso Tel. 546-75-53

