



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

PLANEACION

M. EN I. CESAR HERRERA TOLEDÓ

SEPTIEMBRE, 1983



## PROYECTOS DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

### PLANEACION

#### 1. ANTECEDENTES

Históricamente, los asentamientos humanos han florecido en sitios próximos a fuentes de abastecimiento de agua. Así surgieron por ejemplo: París, junto al río Sena; Londres, junto al Támesis; Moscú, junto al Río Volga, etc. Esto les permitió subsistir y atender con relativa facilidad las demandas crecientes, haciendo uso del recurso disponible, si bien con el tratamiento adecuado a la calidad del agua en las fuentes.

En contraste, la ciudad de México, una de las más pobladas del mundo (14 millones de habitantes), surgió en lo que fuera un lago, a 2240 metros sobre el nivel del mar. En la actualidad, el lago no existe y el abastecimiento de agua es cada día más difícil y costoso, al grado de tener que recurrir a la transferencia de agua de otras cuencas, primero del Valle de Lerma y, a partir de 1982, del Río Cutzamala, (localizado a 100 km y a más de mil metros abajo).

La ubicación inadecuada de las ciudades plantea problemas de abastecimiento que se pueden llegar a tornar críticos, al no contar con los recursos hidráulicos necesarios oportunamente.

Las ciudades no solo tienen problemas derivados de la falta o exceso de agua. En efecto, el sistema urbano incluye la ciudad central, los suburbios, y el suelo que se urbanizará en el futuro. Incluye los subsistemas físicos (transporte, servicio de agua y otros servicios públicos), que sirven al área metropolitana; asimismo, las instituciones a través de las cuales operan las instalaciones físicas y los usuarios. El manejo del agua

urbana es solo una componente del sistema urbano e incluye todas las actividades asociadas para el suministro de los servicios. Incluye aspectos de planeación, toma de decisiones, financiamiento, diseño, construcción, operación, supervisión e investigación.

La complejidad del sistema urbano obliga a tomar en cuenta las interacciones de los servicios hidráulicos con los otros sistemas que también se desarrollan en las ciudades. Esto significa que el abastecimiento de agua debe ubicarse dentro del marco de las acciones hidráulicas y estas a su vez en el marco de desarrollo urbano a fin de dar congruencia a las actividades relacionadas con el recurso agua.

A través de la planeación de los sistemas de abastecimiento de agua se persigue:

- Establecer las hipótesis de posibles metas
- Reunir la información necesaria y analizar cursos de acción para alcanzar las metas
- Presentar las consecuencias de los distintos cursos de acción
- Diseñar procedimientos detallados para llevar a cabo las acciones y
- Dar recomendaciones para ayudar al decisor.

En México, la planeación de sistemas hidráulicos urbanos se lleva a cabo localmente, en cada ciudad, con base en el marco de desarrollo urbano establecido por la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, y atendiendo a las disposiciones de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos que tienen a su cargo la asignación del agua. Al nivel local, los gobiernos de las ciudades operan los sistemas y establecen la relación comercial con los usuarios.

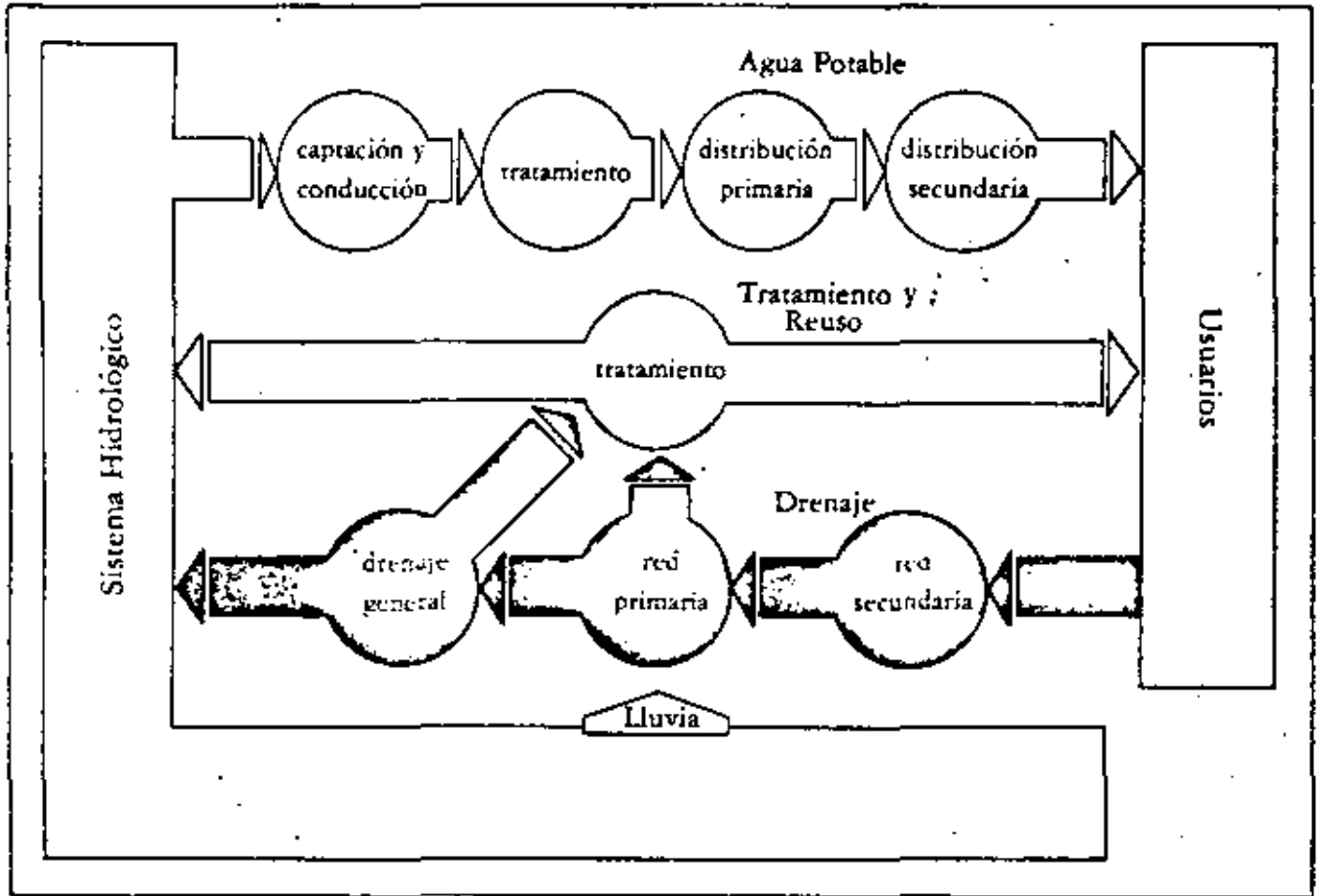
Conceptualmente se considerará el sistema hidráulico urbano como un conjunto de procesos continuos, que incluyen las acciones básicas de abastecimiento de agua y desalojo de aguas residuales y pluviales; eventualmente tratamiento y reúso de aguas residuales, y las interacciones con el sistema físico-hidroológico y con los usuarios. (fig 1).

El sistema así conceptualizado permite visualizar las interacciones de las distintas componentes, condición que requiere del análisis conjunto del sistema. Así, no puede separarse el problema de abastecimiento sin tomar en cuenta el efecto que producirá la necesidad de desalojar las aguas residuales, y desde luego, la repercusión en los cuerpos receptores.

En estas notas se dará énfasis al abastecimiento de agua, sin perder de vista la necesidad del análisis conjunto del sistema hidráulico.

Por otra parte, es conveniente anotar que el valor del agua como recurso depende de su localización, calidad y oportunidad de su disponibilidad. En general, el agua no existe disponible en condiciones naturales, al alcance de todo usuario para consumo. Requiere de procesamientos y transporte, en algunos casos de almacenamiento para adecuarla al régimen de demanda.

Si bien el uso de agua ha crecido, las fuentes de abastecimiento han permanecido constantes, en cantidad y no en todos los casos en calidad por efecto de la acción del hombre al contaminarlas. Por ello, el agua se ha tornado cada vez más cara debido a que se tiene que recurrir a tratamientos costosos y a fuentes lejanas, con procedimientos tecnológicos complejos.



Sistema Hidráulico del Distrito Federal

Fig. 1

La necesidad de asignar recursos para construir obras de gran envergadura, obliga a distraer otras acciones de importancia, en virtud de la limitación de recursos que caracteriza a muchos sistemas urbanos. Además, el suministro de agua para fines de sanidad que se hacía en otras épocas no ha sido superado. Esto significa que la idea de dotar de agua al precio que sea deja de ser un argumento fundamental para el suministro. (En la práctica, el suministro de agua se maneja como un arma política y se le da esa connotación).

La forma de asignar los recursos obedece a los esquemas económicos de las ciudades, y dependerán de sus objetivos y metas propias. Una herramienta auxiliar para la toma de decisiones al respecto, lo constituye el análisis económico de proyectos, mediante el cual es posible jerarquizarlos en función de su capacidad de recuperación.

El cambio que ha experimentado el servicio de abastecimiento de agua al cambiar el objetivo de sanidad, al de un servicio público, como la energía eléctrica, obliga a imprimir gran eficiencia en las acciones. Se busca que los organismos a cargo de los servicios sean cada vez más eficientes no sólo desde el punto de vista de la operación de las instalaciones, sino económico y financiero. Para ello, hay una tendencia hacia el logro de la autosuficiencia financiera y en algunos casos, a dar un carácter empresarial a los organismos a cargo de los servicios. Ejemplos de este tipo existen en Bogotá, Colombia, y Sao Paulo, Brasil, de América Latina.

Se busca establecer tarifas por los servicios de agua y desalojo de aguas residuales, a fin de contar con fondos para llevar a cabo los programas requeridos. El criterio que ha tenido mayor difusión en los últimos años, es el

de tratar que las tarifas reflejen el costo marginal del agua. Se pretende así, además de recuperar los altos costos del servicio, fomentar el ahorro del agua. A la vez, se busca que el usuario, al conocer el costo real de cada unidad de agua, la use hasta el punto en que su utilidad marginal sea igual al precio.

#### DEMANDA DE AGUA

El análisis de la demanda constituye uno de los aspectos fundamentales de estudio. De eso depende la magnitud de los proyectos, su programación, su costo y en última instancia el servicio al usuario.

Para determinar la demanda se parte de la información disponible; algunas veces esta es muy limitada y poco confiable. Por ello, se recurre a diversos métodos que incluyen desde proyecciones de población, y dotaciones, hasta análisis más elaborados que toman en cuenta los usos del agua y la distribución espacial.

Es común que el análisis de la demanda no se relacione con el último eslabón de la cadena, que es la relación con el usuario. A través de la distribución y del cobro del servicio. Es importante señalar que al no tomar en cuenta este último aspecto, las predicciones se vean modificadas. Así, por ejemplo, si se proyecta construir una obra muy costosa y eso obliga a incrementar las tarifas al usuario, puede suceder que este disminuya su consumo y por tanto la demanda se reduzca. En esas condiciones puede llegarse a situaciones de financiamiento desfavorables al ser reducidos los ingresos.

A continuación se señalan solo algunos procedimientos comunes, que dependen de la información disponible; también se comentan las deficiencias en cada caso.



- a) La forma más simple en definir la tendencia de la demanda en los últimos años y continuarla. Esto desde luego implica contar con datos históricos y permite hacer una estimación global. En realidad esto constituye una tendencia del volumen utilizado, el cual no necesariamente corresponde a la demanda real.
- b) La demanda también suele determinarse con base a un consumo per cápita; es decir, dividiendo el volumen abastecido, entre la población. Este procedimiento permite asociar a la población el consumo y por tanto se puede apoyar en las proyecciones de población para estimaciones futuras. Por supuesto, para proyectar la población existen un gran número de métodos, que nuevamente dependen de la cantidad y la calidad de la información. Algunos de los más conocidos son:

- i) análisis de regresión para ajuste de curvas de crecimiento
- ii) supervivencia por grupos de edades y sexos.

En el primer caso, se determina la curva que mejor se ajusta a los datos históricos de la población. A través del análisis de regresión se obtienen los parámetros de la curva correspondiente para, posteriormente hacer proyecciones con ella.

- c) Modelos de predicción basados en la composición de la población.

Las causas del cambio de población pueden resumirse en el incremento natural y la migración. El primero, resultado de los nacimientos y muertes; la migración en cambio, depende del efecto de los individuos que llegan a un área menos aquellos que salen. La representación matemática de esos dos efectos es:

Primeramente se ilustra la componente de crecimiento natural; mediante un ejemplo (i) En este modelo se supone que la migración neta es cero.

$$P_{t+n} = P_t + N + M$$

donde

$P_t$  = población en el tiempo  $t$

$N$  = crecimiento natural

$M$  = migración neta

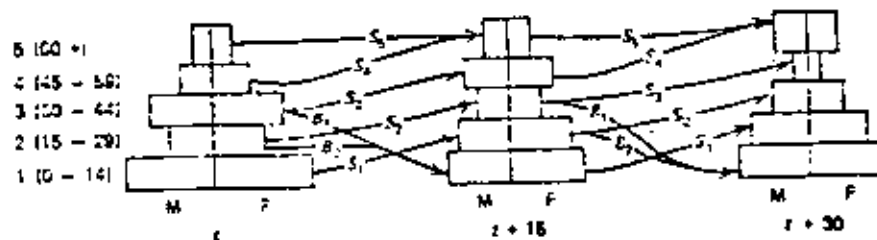
Se divide la población por rangos de edad y estos por sexo. La proyección se realiza para cada uno de estos grupos por separado, definida la tasa de supervivencia para cada rango. Así, para determinar el número de personas del rango 5 a 10 años, a partir de las de 0 a 4, si  $P_t$  es la población en el tiempo  $t$  y  $s$  la tasa de supervivencia ( $s = 1 - \text{mortalidad}$ )

$$P_{t+n} = 0 - 4 (s) = 0 - 4 P$$

Otro elemento del análisis es el de nacimientos. Se supone que los nacimientos ocurren cuando las mujeres están dentro de los 15 a 44 años.

Una vez que se determina el número de nacimientos, se divide entre los que se estiman del sexo masculino y aquellos del femenino.

Un ejemplo completo se presenta a continuación.



Grupo.	Edad.	Tasas de Superv.		Nacimientos Sobrev.	Poblac. Masc. tiempo (t) (x 1000)	Poblac. femenina tiempo (t) (x 1000)
		$m_s$	$f_s$			
5	60+	.20	.40		3	3
4	45-59	.50	.60		5	5
3	30-44	.65	.70	.90	12	12
2	15-29	.75	.80	2.00	10	10
1	0-14	.85	.90		20	20

Proporción de hombres 0-14 = 5.1;  $p(f) = 1 - p(m)$

Considerar intervalo de 15 años      Población total = 100,000

Proyección de grupos masculinos (t + 1)

$${}^m_5P_{t+1} = {}^m_4S({}^m_4P_t) + {}^m_5S({}^m_5P_t) = .5(5) + .2(3) = 3.1$$

$${}^m_4P_{t+1} = {}^m_3S({}^m_3P_t) = .65(12) = 7.8$$

$${}^m_3P_{t+1} = {}^m_2S({}^m_2P_t) = .75(10) = 7.5$$

$${}^m_2P_{t+1} = {}^m_1S({}^m_1P_t) = .85(20) = 17.0$$

$${}^m_1P_{t+1} = [B_2({}^f_2P_t) + B_3({}^f_3P_t)]P(m) = 2(10) + .9(12) \cdot .51 = 15.7$$

Proyección de grupos femeninos (t+1)

$${}^f_5P_{t+1} = {}^f_4S({}^f_4P_t) + {}^f_5S({}^f_5P_t) = .6(5) + .4(3) = 4.2$$

$${}^f_4P_{t+1} = {}^f_3S({}^f_3P_t) = .7(12) = 8.4$$

$${}^f_3P_{t+1} = {}^f_2S({}^f_2P_t) = .8(10) = 8.0$$

$${}^f_2P_{t+1} = {}^f_1S({}^f_1P_t) = .9(20) = 18.0$$

$${}^f_1P_{t+1} = [B_2({}^f_2P_t) + B_3({}^f_3P_t)]P(f) = 2(10) + .9(12) \cdot .49 = 15.1$$

Población total:  $P_{t+1} = \sum ({}^m_1P_{t+1}) = 104,800$

La componente de migración es más difícil de considerar. Se mencionan a continuación dos métodos:

- i) Proyección de Residuos. Consiste básicamente en despejar de la ecuación general de crecimiento mencionada ante la componente de migración, para distintos tiempos. De esa manera se pueden definir tendencias de la migración.
- ii) Modelos más complejos de migración. La migración puede definirse como una función de las oportunidades económicas (E) y la accesibilidad (A).

$$M_{ij} = f(E, A)$$

Por supuesto, sobre esto hay funciones muy elaboradas, para las cuales se utilizan métodos de regresión múltiple.

Destaca entre los trabajos de este tipo el desarrollado por Rogers y Castro (1) (este último mexicano).

No es la intención en estas notas abundar más sobre este tema particular.

Es importante señalar que estos son solo algunos métodos analíticos, pero que la aplicación práctica, dependerá de cada caso particular y del buen juicio del técnico.

- d) Análisis de la Demanda por usos del agua.

El agua se destinará en las áreas urbanas a los usos: doméstico, industrial, comercial y de servicios.

Para el Distrito Federal, por ejemplo, donde se utilizan aproximadamente  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ , la distribución es la siguiente:

U S O	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
doméstico	22
industrial	5
servicios	4
comercial	1
	<hr/>
No contabilizado	8
	<hr/>
T O T A L	40 m <sup>3</sup> /s

El uso doméstico corresponde el agua requerida para satisfacer las necesidades propias de las personas en sus viviendas.

El uso industrial, se requiere para procesos, como medio de enfriamiento, para limpieza, como vehículo de desecho, y en servicios generales.

Los usos comercial y de servicios, incluyen los establecimientos dedicados a la compra-venta de artículos diversos, así como los establecimientos dedicados a servicios como hospitales, escuelas y baños públicos, hoteles, restaurantes, lavanderías.

El término "no contabilizado", se refiere a los servicios de tipo público o municipal, como escuelas, edificios de oficinas, estaciones de transporte, mercados, control de incendios, limpieza de calles y el riego de camellones.

La evolución de cada uso tiene características muy particulares.

En este orden de ideas, destaca el cálculo de la demanda para uso doméstico realizado para el Distrito Federal.

La metodología se apoya en la hipótesis que existe una correspondencia entre el uso del suelo y el uso del agua. Permite aprovechar información de carácter urbanístico y socioeconómico que, eventualmente, y en la medida de su precisión, puede reemplazar o complementar un listado de usuarios.

1. Determinar el área de estudio. Que sea representativa de los distintos tipos de vivienda.
2. Tener control sobre la medición de consumos
3. Revisar información sobre uso del suelo y otros factores socioeconómicos.
4. Dividir mediante una cuadrícula la zona de estudio, + calcular número de viviendas según tipo y nivel de ingreso familiar. (Superficie habitacional, tamaño de lote por zona, altura de edificios y densidad sobre población). Ver tabla (1).
5. Diseño de la muestra.
6. Selección de los domicilios.
7. Elaboración de cuestionario.

#### 4.1 CONCEPTOS DE EVALUACION

La evaluación de proyectos tradicionalmente se ha basado en criterios económicos con el objetivo de máxima eficiencia económica. Es decir, buscando incrementar el ingreso nacional. No es esa la única manera de evaluar los proyectos dado que los objetivos pueden ser variados y la forma de alcanzarlos también.

Actualmente, se ha tratado de incorporar, en el proceso de evaluación, una serie de indicadores que reflejen el impacto que los proyectos pueda tener sobre el ambiente, sobre la región, o específicamente en el medio social, en adición al impacto económico. En efecto, en algunos países se han establecido leyes que demandan estudios exhaustivos para determinar el impacto que originan los proyectos. Aún más, se ha incorporado en el proceso de planeación y de decisiones, la participación pública, de manera que el proceso de evaluación resulta muy complejo.

En esta primera parte, denominada conceptos de evaluación, se presenta una serie de métodos que están dirigidos al estudio de alternativas bajo el criterio de eficiencia económica exclusivamente. De hecho, estos criterios se siguen usando ampliamente y son requeridos para la aprobación de proyectos. No debe perderse de vista, sin embargo, la limitación del criterio, cuando se considera dentro de un marco que tome en cuenta aspectos ambientales y sociales a la vez.

#### 4.1.1. Conceptos de Análisis Económico

La preocupación inicial que surge al comparar alternativas es la necesidad de expresar sus consecuencias en términos homogéneos, ya que los proyectos presentan diferencias en tiempo y de clase. El primer paso sería entonces buscar unidades de valores comunes; en decisiones económicas se utilizan unidades monetarias por la facilidad que representa para la gente entenderlas, a diferencia de otras.

Al hacer las comparaciones en términos monetarios, cada valor debe ser identificado por cantidad y tiempo; es decir, no deberán combinarse o compararse cantidades correspondientes a diferentes tiempos.

Se deben hacer equivalentes a través del empleo de factores que reflejen esas diferencias, o bien, que indiquen el cambio de valor del dinero a través del tiempo.

Para ello es necesario recurrir a los conceptos de tasa de interés y de equivalencia, que se describen a continuación:

Tasa de interés.- En forma simplista, Interés puede definirse como el dinero que se debe pagar por usar dinero prestado; de otro modo, es el dinero que se obtiene al invertir capital en forma productiva. A la cantidad obtenida o pagada como interés, dividida entre el monto inicial de la inversión ó préstamo respectivamente se le denomina tasa de interés. Así por ejemplo, si el monto de la inversión es de \$ 1 000 y el interés al final de un año es \$ 80, la tasa de interés será de 0.08 ó del 8%.

La tasa de interés que se utiliza en evaluación es de gran importancia en la selección de proyectos, sería motivo de un capítulo completo; base por ahora manejar el concepto y posteriormente se mencionarán algunas observaciones al respecto.



## Equivalencia

La forma de hacer que, pagos correspondientes a distintas alternativas, de diferente magnitud, efectuados en diferentes tiempos, puedan ser comparados en términos equivalentes se explica a través de un ejemplo:

Supóngase que se desea solicitar un préstamo con una tasa de interés del 5% y que existan varios planes de pago. El préstamo es por \$ 100 000 y los planes son:

- pagar todo al final de 10 años
- pagar cantidades iguales cada año durante los próximos 10 años y;
- pagar anualidades de 10 000 de capital más interés a lo largo de los 10 años es decir, que cada año se pague parte del capital del préstamo y los intereses correspondientes a la cantidad de capital que no haya sido pagado (salidas insolutas). En la tabla 1 se presentan las cantidades correspondientes.

TABLA 1. SERIES DE PAGO EQUIVALENTES

Año	Préstamo	Plan 1	Plan 2	Plan 3
0	100 000			
1			12 950	15 000
2			12 950	14 500
3			12 950	14 000
4			12 950	13 500
5			12 950	1 300
6			12 950	1 250
7			12 950	1 200
8			12 950	11 500
			12 950	11 000

Estas tres series de pago son equivalentes, desde el punto de vista de un inversionista con \$ 100 000 pues asegura la recuperación con cualquier serie, desde el punto de vista de la persona que solicita el préstamo, con cualquiera de las tres formas de pago asegura la adquisición del préstamo. En general, los pagos futuros o series de pagos que paguen la cantidad inicial con intereses a una tasa determinada, son equivalentes entre sí.

Al analizar los plazos de pago se advierte que la tasa de interés no se aplica una sola vez en todo el período, ni aún en el Plan 1. El tipo de interés empleado aquí se denomina interés compuesto por cuanto a que se aplica a la cantidad en deuda al final del año anterior. Para el Plan 1, por ejemplo, los \$ 162 850 resultan de aplicar la tasa de interés a la cantidad del año anterior, de la siguiente forma:

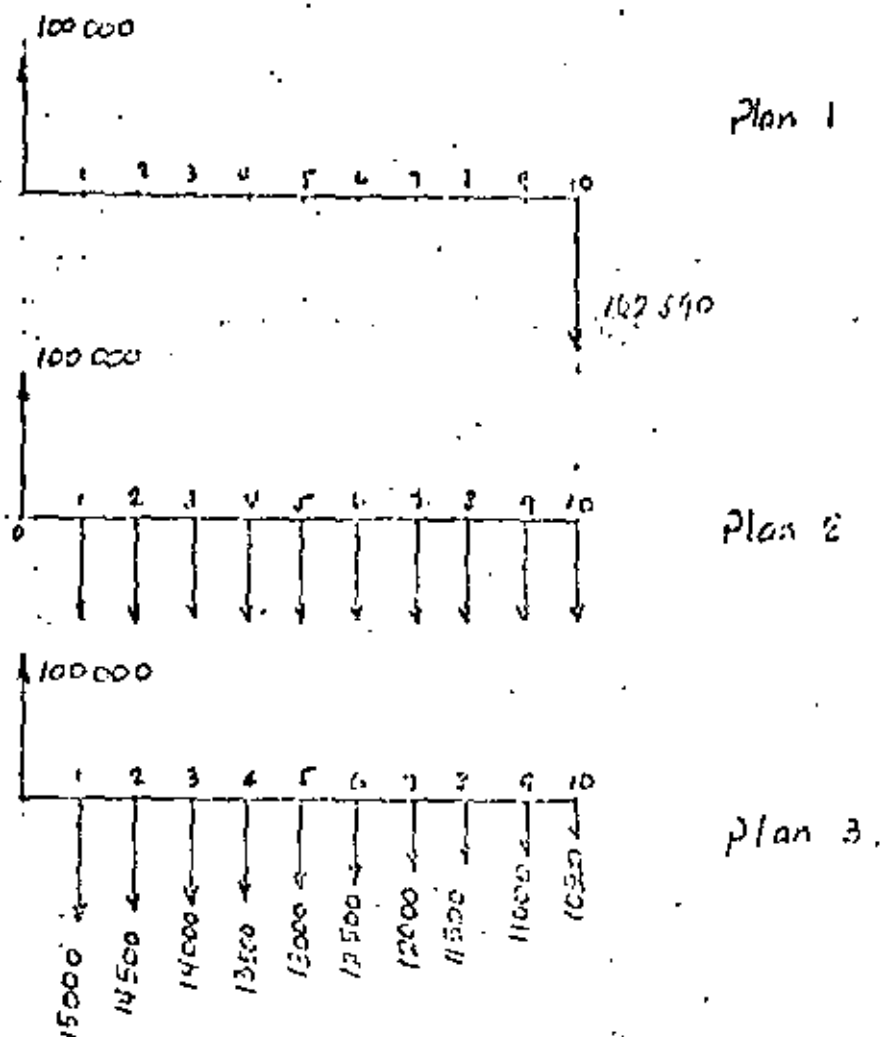
Año 0		
Año 1	$100\ 000 + 0.05 \times 100\ 000 = 105\ 000$	$P + iP = P(1+i)$
Año 2	$105\ 000 + 0.05 \times 105\ 000 = 110\ 250$	$P(1+i) + iP(1+i)^2$
Año 3	$110\ 250 + 0.05 \times 110\ 250 = 115\ 762$	$P(1+i)^2 + iP(1+i)^2 = P(1+i)^3$
etc		$P(1+i)^N$

El Plan 2 no es tan sencillo como el primero; corresponde a anualidades uniformes y posteriormente se tratará con detalle.

El Plan 3 es similar al primero, sólo que aquí se descuenta cada año \$ 10 000. Esta se denomina serie de gradiente uniforme y también se analizará después.

Auxiliar en el análisis de series de pagos (y en la comparación de alternativas posteriormente) es el diagrama de flujo de caja. Esta es una representación gráfica de las series de pago como los presentados en la tabla 1.

En las figuras 1, 2, y 3 se muestran los diagramas correspondientes a los tres planes.



En los diagramas se indica en la parte superior la cantidad recibida y en la parte inferior los pagos correspondientes a cada plan. Es importante hacer énfasis en que los tres planes han sido analizados con la misma tasa de interés de 5% anual.

Al hacer comparación de alternativas, éstas pueden tener series de pagos diversas, pero, basados en el concepto de equivalencia, se advierte ya que es posible manejar cantidades en un tiempo determinado, o bien hacer series uniformes o de gradiente que per-

Esto se logra a través de la aplicación de una serie de factores denominados de descuento que se describen adelante.

#### 4.1.2. Factores de descuento

Se dividen en 3 tipos: factores de descuento de pagos simples, series uniformes y series de gradiente.

A). Factores de Descuento de pagos simples.- Se utilizan para convertir un valor de una fecha a otro valor en otra fecha. Corresponden a este tipo de factores:

a) Factor de interés compuesto de pago unitario.<sup>1/</sup> Indica la cantidad de pesos que se habrían acumulado después de N años por cada peso que se invierte inicialmente con una tasa de retorno de i %. <sup>1/</sup> El factor es:

$$\left( \frac{F}{P}, i\%, N \right) = (1+i)^N = \frac{F}{P} \quad (1)$$

donde

$\frac{F}{P}$  se lee: valor futuro F, dado el valor presente P.

i = tasa de retorno

N = número de períodos (generalmente años)

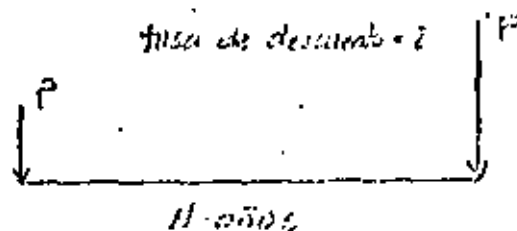
El término izquierdo de la expresión (1) se usa en forma genérica para representar el factor de descuento. Para los otros factores se usará notación similar.

b) Factor de valor presente.- Indica la cantidad de pesos debe invertirse inicialmente a i % para tener al final de N períodos un peso. Este factor es inverso del anterior.

$$\left( \frac{P}{F}, i\%, N \right) = \frac{1}{(1+i)^N} = \frac{P}{F} \quad (2)$$

El diagrama de flujo de caja correspondiente a estos dos factores es el siguiente

<sup>1/</sup> En lo sucesivo se utilizarán los términos tasa de interés, tasa de retorno o tasa de descuento y se los designará con la letra i. El término tasa de interés se definió anterior-



El empleo de estos factores se simplifica enormemente al emplear tablas como las que aparecen en el anexo 1. La forma de usarlas se ilustra a través de un ejemplo:

Calcular la cantidad que se habrá acumulado en 5 años si se invierten \$ 15 000 a una tasa de interés del 8% anual.

En este caso se utiliza el factor de interés compuesto de pago unitario de la siguiente manera:

$$\left(\frac{F}{P}, i\%, N\right) = \left(\frac{F}{P}, 8\%, 5\right)$$

En la tabla D-13, se busca en la columna correspondiente a factor de interés compuesto  $(F/P)$  y en la columna  $n$  se busca el número de años. El valor del factor resulta: 1.4693. De acuerdo con la expresión (1), siendo  $P = 15\,000$ , el valor de  $F$  se obtiene despejando así:

$$F = \left(\frac{F}{P}, i\%, N\right) \times P = 1.4693 \times 15\,000 = \$ 22\,039.50$$

La aplicación del factor de valor presente es similar. Si ahora se parte, por ejemplo, de \$ 35 000 dentro de 15 años, y se requiere conocer a cuánto equivale en el presente, a una tasa de interés del 12% anual.

$$\left(\frac{P}{F}, i\%, N\right) = \left(\frac{P}{F}, 15\%, 12\right)$$

En la tabla D - 17 se busca la columna  $\frac{P}{F}$  y el renglón 15 de la columna n. El valor que ahí aparece es: 0.1827. Sustituyendo en la expresión (2) se obtiene:

$$P = \left(\frac{P}{F}, i\%, N\right) \cdot F = 0.1827 \cdot 35000 = \{ 6394.50$$

B) Factores de Series Anuales Uniformes.- Se utilizan para establecer equivalencias entre pagos unitarios en una fecha determinada, con pagos periódicos durante N años. En realidad pueden usarse los factores de pagos unitarios, aplicándolos N veces pero esto es inoperante cuando se trata de muchos periodos. Sin embargo, los programas de computadora usan factores unitarios en la mayoría de los casos. Corresponden a este tipo de factores los dos siguientes casos:

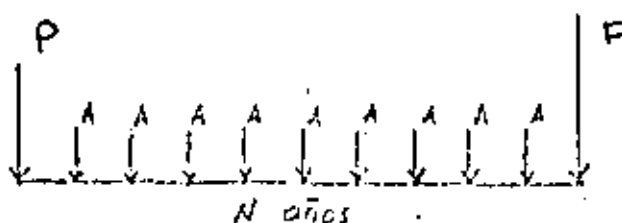
a) Factor de fondo acumulativo.- Indica el número de pesos que deben invertirse en cantidades uniformes a i % de interés durante N años para acumular un peso.

$$\left(\frac{A}{F}, i\%, N\right) = \frac{i}{(1+i)^N - 1} = \frac{A}{F} \quad \dots \quad (3)$$

b) Factor de Recuperación de Capital.- Indica la cantidad de pesos que puede retirarse al final de cada uno de los N periodos si se deposita un peso inicialmente.

$$\left(\frac{A}{P}, i\%, N\right) = \frac{i(1+i)^N}{(1+i)^N - 1} = \frac{A}{P} \quad \dots \quad (4)$$

El diagrama de flujo de caja correspondiente a estas dos series se presenta a continuación.



También para estos casos existen tablas que simplifican el cálculo. Así por ejemplo, si

se requiere conocer cuánto se debe pagar anualmente, durante 15 años por un préstamo de \$ 200 000, haciendo pagos uniformes, con una tasa de interés del 13% anual, el cálculo sería el siguiente:

$$\left( \frac{A}{P}, i\%, N \right) = \left( \frac{A}{P}, 13\%, 15 \right)$$

En la tabla D-22, se busca la columna de factor de recuperación de capital ( $A/P$ ) y el renglón 15 de la columna  $n$ . El factor vale 0.19640.

La cantidad anual que tendría que pagar, aplicando la expresión 4 es:

$$A = \left( \frac{A}{P}, i\%, N \right) \cdot P = 0.19640 \cdot 200\,000 = \$ 39\,280$$

En las tablas aparece también el factor de fondo acumulativo y su aplicación es similar a la presentada para el factor de recuperación de capital.

Dentro de este grupo se incluyen también otros dos factores

c) Series Uniformes.- Factor de interés compuesto

$$\left( \frac{F}{A}, i\%, N \right) = \frac{(1+i)^N - 1}{i} = \frac{F}{A}$$

d) Series uniformes.- Factor de valor presente

$$\left( \frac{P}{A}, i\%, N \right) = \frac{(1+i)^N - 1}{i(1+i)^N} = \frac{P}{A}$$

También se consignan valores para estos factores en las tablas mencionadas y su empleo es similar.

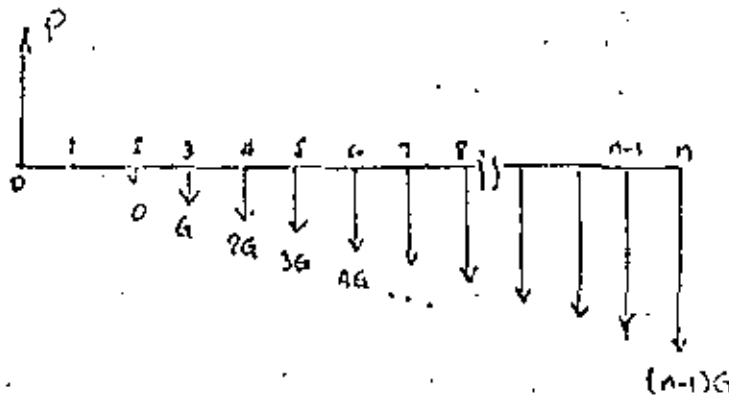
C) Factores de Series de Gradiente Uniforme.- Algunos problemas contienen valores de inversiones que crecen o decrecen uniformemente con el tiempo, ejemplo de ello son los gastos de mantenimiento. Aunque no siempre son uniformes puede asimilarse a una so-

En virtud de que la cantidad de dinero es diferente cada po, los factores antes vistos no pueden usarse, a continuación se derivan expresiones para simplificar el cálculo en el caso de series de gradiente.

a) Factor de valor presente en series de gradiente: - Indica la cantidad de pesos que debe invertirse inicialmente con una tasa de interés  $i\%$ , para recibir un peso el año siguiente; dos pesos, dos años después, tres pesos tres años después, etc. hasta  $N$  pesos  $N$  años después. El factor se representa con:

$$\left( \frac{P}{G}, i\%, N \right) = \frac{(1+i)^{N+1} - (1+Ni+i)}{i^2 (1+i)^N} = \frac{P}{G} \dots (7)$$

El diagrama de flujo de caja se presenta a continuación. Es importante observar el año de inicio de la serie. Para claridad se presenta la serie hacia abajo, a diferencia de las otras. El sentido de las flechas se definirá posteriormente.



Conocido el factor  $\frac{P}{G}$  es fácil determinar otros valores a partir de él, así:

b) Conversión de valor presente a serie de gradiente

$$\left( \frac{A}{G}, i\%, N \right) = \left( \frac{P}{G}, i\%, N \right) \left( \frac{A}{P}, i\%, N \right) = \frac{A}{G} \dots (8)$$

Esta expresión resulta de la aplicación de dos factores en forma consecutiva. Primero se convierte la serie de gradiente a valor presente, con la expresión (7) y una cantidad se



### 23

multiplica por el factor de recuperación de capital.

Para las series de gradiente existen tablas que facilitan el cálculo.

#### Ejemplo

Considérese una inversión de \$ 100 000 el año cero con una tasa de interés del 5%.

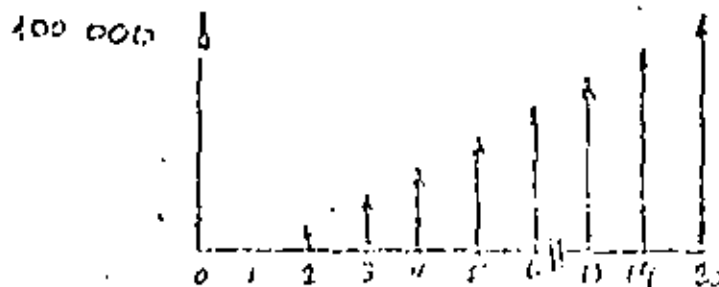
Se plantean las siguientes preguntas.

- a) Cuánto se tendrá al final de 20 años.
- b)Cuál sería la inversión anual equivalente, durante 20 años, para tener los \$ 100 000 en el año cero.
- c) Determine la serie de pagos crecientes, que también que hacerse durante 20 años para lograr una inversión equivalente a los \$ 100 000 de ahora.
- d) A partir de la serie de gradiente calcule la inversión equivalente en pagos uniformes.
- e) Supóngase, partiendo del planteamiento inicial, que en el año 5 se invierten \$ 50 000 y \$ 30 000 en el año 10. Calcule la inversión inicial equivalente y la serie anual equivalente.

a)  $\left(\frac{F}{P}, 5\%, 20\right) \cdot P = 4.6610 \cdot 100\,000 = \text{\$ } 466\,100$

b)  $\left(\frac{A}{P}, 5\%, 20\right) \cdot P = 0.10135 \cdot 100\,000 = \text{\$ } 10\,135$

c) Para resolver este punto, obsérvese el diagrama de flujo de caja.



Para utilizar tablas de factores de gradiente, el primer pago se haría el año 2 (así fueron deducidos). Es obvio que pueden determinarse series para incluir el año 1. Para este ca

so, siguiendo las tablas D-31 se obtiene:

$$\left(\frac{P}{G}, i\%, N\right) = \frac{P}{G}; \text{ como lo que interesa es } G:$$

$$G = \frac{P}{\left(\frac{P}{G}, i\%, N\right)} = \frac{100.000}{69.0898} = 1447.39$$

Esto indica que los valores de la serie serán:

año	expresión	inversión (pesos)
0	0	0
1	0	0
2	G	1447.39
3	2 G	2894.78
4	3 G	4342.17
5	4 G	5789.57
19	(N - R) G	26053.05
20	(N - 1) G	27500.44

d) Utilizando la expresión (8):

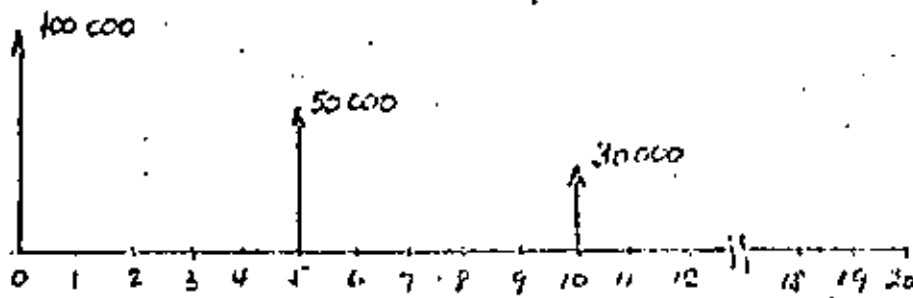
$$A = \left(\frac{P}{G}, i\%, N\right) \left(\frac{A}{P}, i\%, N\right) \cdot G$$

Substituyendo valores de las tablas D-31 y D-13:

$$A = (69.0898)(0.10185) \cdot 1447.39 = 10195$$

Este valor corresponde exactamente al obtenido en (b)

e) Para resolver este inciso se usarán diagramas de flujo de caja inicialmente.



El valor presente se obtiene como la suma de las siguientes cantidades:

$$P = 100\,000 + 50\,000 \left( \frac{P}{F}, 8\%, 5 \right) + 30\,000 \left( \frac{P}{F}, 8\%, 10 \right)$$

$$= 100\,000 + 50\,000 (0.6806) + 30\,000 (0.4632) = 147\,926 \dots$$

La serie uniforme se puede obtener utilizando el valor obtenido para el año cero. Es decir:

$$A = \left( \frac{A}{P}, 8\%, 20 \right) \cdot P = 0.10185 \cdot 147\,926 = 15\,060.23$$

Por supuesto, esto se puede calcular también de la siguiente manera:

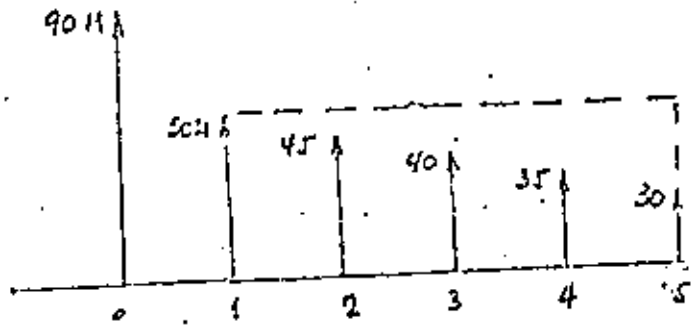
$A = \left( \frac{A}{P}, 8\%, 20 \right) \cdot 100\,000 + \left( \frac{A}{P}, 8\%, 20 \right) \left( \frac{P}{F}, 8\%, 5 \right) \cdot 50\,000 + \left( \frac{A}{P}, 8\%, 20 \right) \left( \frac{P}{F}, 8\%, 10 \right) \cdot 30\,000$   
 es decir realizando el cálculo para cada uno de los elementos.

Un problema que se encuentra con frecuencia es el de gradientes decrecientes, o diferencia de los mencionados anteriormente para los cuales existen tablas. Para estos casos, se sigue el procedimiento indicado en el siguiente ejemplo.

Supóngase que una compañía renta maquinaria en los siguientes términos: Pago inicial \$ 90 000 y una renta anual (pagadera al final de cada año) de \$ 50 000 el primer año, 45 000 el segundo año, y \$ 5 000 menos cada año. Si se renta por 5 años la máquina, cuál será:

- el costo anual equivalente si se renta con una tasa de interés del 8%
- el costo inicial equivalente si se renta los 5 años con una tasa de 8% anual?

a) El diagrama de flujo de caja es:



Debido a que las tablas de series de gradiente son crecientes, se considera una inversión uniforme (de 50 000 al año) y se resta una serie donde  $G = 5\ 000/\text{año}$ . Las anualidades serán:

para la inversión inicial

$$A = \left( \frac{A}{P}, 8\%, 5 \right) \times 90\ 000 = 0.2546 \times 90\ 000 = 22\ 914$$

• para la serie uniforme (punteada)

$$A = 50\ 000$$

- La serie de gradiente es: (se obtiene el factor directamente de la tabla D-30).

$$A = -5000 \left( \frac{1}{4}, 1\%, 5 \right) = -5000 \times 1.85 = -9250$$

La serie uniforme resulta:

$$A = 22910 + 50000 - 9250 = 63660$$

- b) La cantidad equivalente en valor presente es:

$$P = \left( \frac{P}{i}, 8\%, 5 \right) \times A = 3.933 \times 63660 = 250390$$

#### 4.1.3. TÉCNICAS DE DESCUENTO

A continuación se presentan cuatro procedimientos para comparar alternativas que incluyen pagos o ingresos diferentes. Los métodos son:

- Valor presente con una tasa de descuento definida
- Método de la tasa de retorno.
- Método del costo anual
- Relación beneficio-coste

Estas técnicas se utilizan para comparar alternativas mutuamente exclusivas

Por ello debe entenderse que se construya solo una de ellas, de manera que puedan ser alternativas correspondientes a dos proyectos diferentes o a distintos tiempos de un proyecto.

Conviene aquí anotar que la tasa de interés juega un papel preponderante en la comparación, pues sucede que al cambiarla puede cambiar también la alternativa que con la tasa de interés anterior era mejor. Para inversiones privadas, puede usarse una tasa de interés igual a la que ofrecen los bancos al invertir dinero; para el caso de inversiones gubernamentales, algunas veces la tasa de interés está fija por organismos internacionales

(cuando se manejan los internacionales), o bien, las dependencias lo fijan.

En los cuatro métodos se hará referencia a dos alternativas solamente. El caso de alternativas múltiples lleva al concepto de análisis marginal que solo se mencionará adelante.

Para todos los métodos, el primer paso al analizar alternativas será definir la información básica. Esta por una parte contiene datos de costos de las obras y por otra parte los beneficios. La determinación de costos se obtiene aplicando precios unitarios a cada elemento del proyecto. Los beneficios en algunos casos son fáciles de determinar, sobre todos los beneficios directos (aquellos que resultan de los bienes y servicios originados por el proyecto); sin embargo hay también beneficios indirectos, que por facilidad se calculan en muchos casos como porcentajes de los directos. La evaluación de los beneficios sería motivo de una sesión de cuatro horas, como ésta; sobre el tema, el libro de James and Lee <sup>1</sup> presenta una explicación amplia.

En los cuatro métodos se usará el siguiente conjunto de datos base, que corresponde a dos alternativas que se desea comparar.

Considérese una zona urbana por la que pasa un arroyo, en donde se han propuesto obras de control para evitar inundaciones cuando ocurren crecientes, se han hecho estimaciones para dos alternativas, una consiste en el revestimiento de un canal y el otro un almacenamiento en dos etapas para regulación debido al crecimiento futuro.

Se propone hacer el análisis económico para una vida útil de 40 años, con una tasa de retorno del 8% anual.

Concepto	Alternativa canal	Alternativa presa
Costo de construcción	20 000 000	15 000 000 (1a. etapa) 30 000 000 (2a. etapa)
Operación y mantenimiento	100 000/año durante 40 años	100 000 al año (20 años) 200 000 al año (20 años)
Vida económica de la obra	40 años	40 años <del>en etapas</del>
Beneficio anual	4 000 000	5 000 000

#### A) Método del valor Presente

Este método selecciona el proyecto con mayor valor presente de la diferencia algebraica de los beneficios menos los costos, descontados a un año determinado, esto es en valor presente.

$$VP_{0,t} = \sum_{t=1}^N \left( \frac{P}{1+i} \right)^t (B_t - C_t)$$

donde  $C_t$  es el costo y  $B_t$  el beneficio en el año  $t$ ,  $N$  es el período de análisis e  $i$  es la tasa de descuento.

El libro de James and Lee propone una serie de reglas que conviene usar al utilizar este método:

1. Todas las cantidades deben ser descontadas al mismo año base.
2. Todas las cantidades deben ser descontadas (o pasadas a valor presente), con la misma tasa de descuento  $i$ .
3. El período de análisis para todas las alternativas debe ser el mismo.

En relación a la selección de la alternativa, recomienda el libro que si la diferencia  $C_1 - C_2$  es negativa se elimina la alternativa y que si son muy parecidas las diferencias en dos alternativas, se seleccione aquella de menor costo.

En el ejemplo mencionado, el análisis de las alternativas sería el siguiente:

Concepto	V. P. Alternativa A	V. P. Alternativa B
V.P. Costo construcción	- \$ 20 000 000	- 15 000 000
		- 30 000 $\left(\frac{P}{F}, 8\%, 20\right)$
V.P. Operación y mant.	- 160 000 $\left(\frac{P}{A}, 8\%, 40\right)$	- 100 000 $\left(\frac{P}{A}, 8\%, 20\right)$
		- 200 000 $\left(\frac{P}{A}, 20\right) \left(\frac{P}{F}, 8\%, 20\right)$
V.P. beneficios	+ 4 000 000 $\left(\frac{P}{A}, 8\%, 40\right)$	+ 5 000 000 $\left(\frac{P}{A}, 8\%, 40\right)$

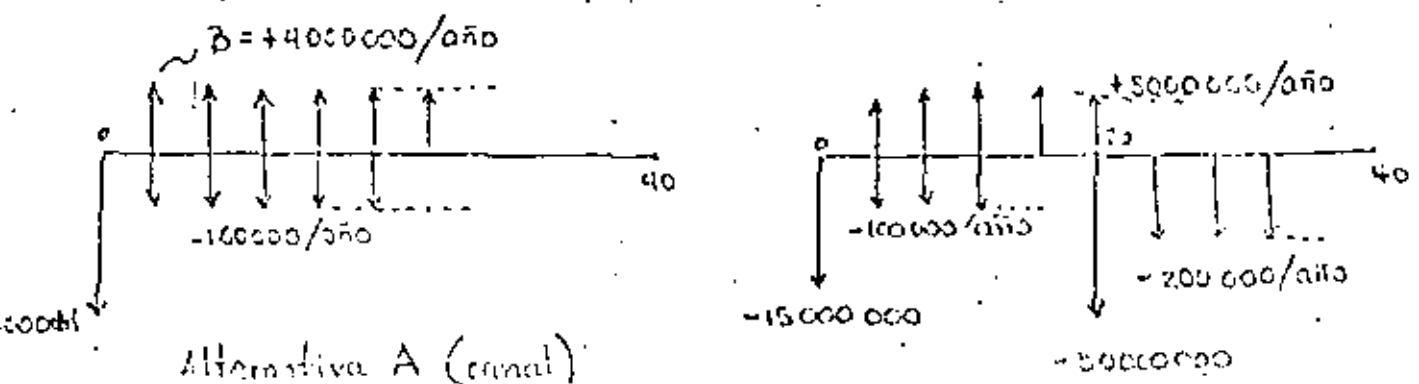
Sustituyendo valores quedará:

$$V.P._A = - 20 000 000 - 160 000 (11.925) + 4 000 000 (11.925) = \$ 25 792 000$$

$$V.P._B = - 15 000 000 - 30 000 (0.2145) - 100 000 (9.818) - 200 000 (9.818) (0.2145) + 5 000 000 (11.925) = \$ 36 787 000.$$

La selección en este caso recaerá sobre el proyecto B, que tiene la mayor diferencia en valor presente. El diagrama de flujo de caja, permite aclarar los cálculos efectuados.

En el diagrama se dibujan los costos hacia abajo y los beneficios hacia arriba.





## B) Método de la tasa de retorno

Se define la tasa de retorno como la tasa de interés a la cual el valor presente del flujo de caja neto es cero. El proceso de evaluación consta de varias etapas. En primer lugar se calcula la tasa de retorno de cada alternativa y se compara con la tasa de retorno mínima establecida. Si es mayor entonces se procede a ordenar los proyectos (sólo aquellos en que su tasa de retorno sea mayor que la mínima), en orden ascendente y se comparan por pares en la siguiente forma: se calcula primero el flujo de caja neto, posteriormente se pasan a valor presente e igualan a cero. Por prueba y error se obtiene el valor de la tasa de retorno. Para el ejemplo mencionado antes, la segunda parte del cálculo quedaría.

Concepto	Alternativa A	Alternativa B	(A-B)
Costo de construcción	20 000 000	15 000 000	+ 5 000 000
		30 000 000	- 30 000 000
Operación y mantenimiento	160 000	100 000	60 000 (1ca. 20 años)
		200 000	- 40 000 (2ca. 20 años)
Beneficio anual	4 000 000	5 000 000	- 1 000 000

El valor presente de la diferencia resulta.

$$V.P. = + 5 000 000 - 30 000 000 \left( \frac{P}{F}, 1\%, 20 \right) + 60 000 \left( \frac{P}{A}, 1\%, 20 \right) - 40 000 \left( \frac{P}{A}, 1\%, 20 \right) - 1 000 000 \left( \frac{P}{A}, 1\%, 40 \right) = 0$$

Obsérvese que en esta expresión se usó 1%, ya que se desconoce la tasa de interés que hace el valor presente cero.

Por tentos, suponiendo  $i = 15\%$  y dividiendo todo entre 1 000 000.

$$+ 5 - 30 (0.061) + 0.05 (6.259) - 0.04 (6.259) (0.0611) - 1 (6.642) = 0$$

$$+ 5 - 1.833 + 0.376 - 0.015 - 6.642 = - 3.114$$

Con  $i = 20\%$

$$+ 5 - 30 (0.0261) + 0.06 (4.87) - 0.04 (4.87) (0.026) - 1 (4.997) = 0$$

$$+ 5 - 0.783 + 0.292 - 0.005 - 4.497 = 0.007$$

por lo tanto la tasa de retorno es 20%

El resultado indica que el proyecto B es mejor que A si la tasa de retorno mínima es menor que 20%. También puede entenderse de la siguiente manera: la inversión en exceso de B respecto a A es conveniente dado que la tasa de retorno de ese incremento es del 20%, siempre que esta tasa sea mayor que la mínima.

En general la tasa de retorno mínima es mucho menor, algunas veces se considera la tasa de interés bancario como la mínima, mediante el razonamiento de que dinero invertido en un banco cuando menos gana intereses a esa tasa.

### C) Método del Costo Anual

En este método se convierten beneficios y costos a series anuales y se comparan los valores de las series. En este caso, el criterio de decisión es el mismo que en el método del valor presente, es decir, aquella alternativa en que la serie anual de beneficios menos costos sea mayor. Es evidente que en este método puede efectuarse el cálculo a partir de las cantidades obtenidas en valor presente; aunque también puede hacerse pasando a serie anual cada uno de los valores.

A partir de los datos del ejemplo, el cálculo sería el siguiente:

Concepto	Anualidades	
	Alternativa A	Alternativa B
Costa de construcción	- 20 000 000 (A, 8 1/2%, 40)	- 15 000 000 (B, 3%, 40)
Operación y mantenimiento	- 100 000	- 30000 000 (B, 3%, 40) - 10000 (A, 8 1/2%, 40) (B, 3%, 40) - 200,000 (B, 3%, 40) (A, 8 1/2%, 40) (A, 8 1/2%, 20)
Beneficios	+ 4 000 000	+ 5 000 000

Sustituyendo valores:

Serie alternativa A: = -20000 000 (0.08386) - 100000 (0.08386)(0.2145) = \$ 2 162 850

Serie alternativa B: = -15 000 000 (0.08386) - 30 000 000 (0.08386)(0.2145) - 100 000 (0.08386)(1.215) - 200 000 (0.08386)(0.2145)(1.215) + 5 000 000 = \$ 3 084 953

El mayor valor se obtuvo con la serie B, por lo cual se considera la mejor alternativa.

Estos valores se pueden obtener a partir del cálculo de valor presente, de la siguiente

manera:

Serie alternativa A 25792 000 (A, 8 1/2%, 40) = \$ 2 162 817

Serie alternativa B 36787 000 (B, 3%, 40) = \$ 3 084 953

Relación Beneficio-Costo

Acercá de la relación beneficio costo se ha escrito mucho. Generalmente la relación beneficio Costo se refiere al cociente entre el valor presente de los beneficios de un proyecto y el valor presente de los costos. Así, la siguiente expresión denota la relación mencionada.

$$\frac{B}{C} = \frac{V.P. \text{ Benef.}}{V.P. \text{ Costo}} = \frac{\sum_{t=1}^n \left(\frac{P}{F}, i\%, t\right) B_t}{\sum_{t=1}^n \left(\frac{P}{F}, i\%, t\right) C_t}$$

donde el significado de las variables corresponde al mencionado al estudiar valor presente. La relación Beneficio-costo también puede obtenerse como el cociente de las series anuales de beneficios y de costos de un proyecto.

La forma de considerar los costos como tales o como beneficios negativos agrega a este método una característica arbitraria, lo que hace su aplicación cuidadosa. La relación debe ser mayor que uno para garantizar que los beneficios obtenidos con el proyecto superen la inversión.

El análisis de alternativas requiere de los siguientes pasos:

- Calcular el cociente B/C para cada proyecto, usando el mismo período de análisis y la misma tasa de descuento.
- Elegir la que tenga mayor valor B/C
- En caso de que se tengan recursos financieros para realizar varios proyectos mutuamente exclusivos, se ordenan estos en orden creciente (aquellas que tienen  $B/C > 1$ )

y se hace un análisis incremental. Esto es;

- Se calcula la diferencia de beneficios y costos entre la primera y la segunda y se calcula la relación B/C, si ésta es mayor que 1, eso indica que conviene incrementar la inversión.
- Se compara la tercera contra la segunda en forma similar y así sucesivamente
- En caso de que la relación B/C sea menor que una, se desecha esa alternativa

Para el ejemplo, la relación de cada alternativa es:

Alternativa A:

$$V.P. \text{ Beneficios} = 40000000 \left(\frac{P}{r}, 8\%, 40\right) = 40000000(11.425) = \$ 457000000$$

$$V.P. \text{ Costos} = 20000000 + 1000000 \left(\frac{P}{r}, 8\%, 40\right) = \\ = 20000000 + 1902000 = \$ 21902000$$

$$\frac{B}{C} = \frac{457000000}{21902000} = 2.17$$

La relación es mayor que uno, en general no suelen ser tan altos los valores, varían en torno a 1 ó 2.

Para la alternativa B:

$$V.P. \text{ Beneficios} = 59625000$$

$$V.P. \text{ Costos} = 22838000$$

$$\frac{B}{C} = \frac{59625000}{22838000} = 2.61$$

Supóngase ahora que se trata de varios proyectos y que se requiere aplicar el análisis incremental.

$$\Delta \text{ Benef.} = 59625000 - 45700000 = 11925000$$

$$\Delta \text{ Costos} = 22838000 - 21303000 = 930000$$

$$\frac{\Delta B}{\Delta C} = \frac{11925}{930} = 12.82$$

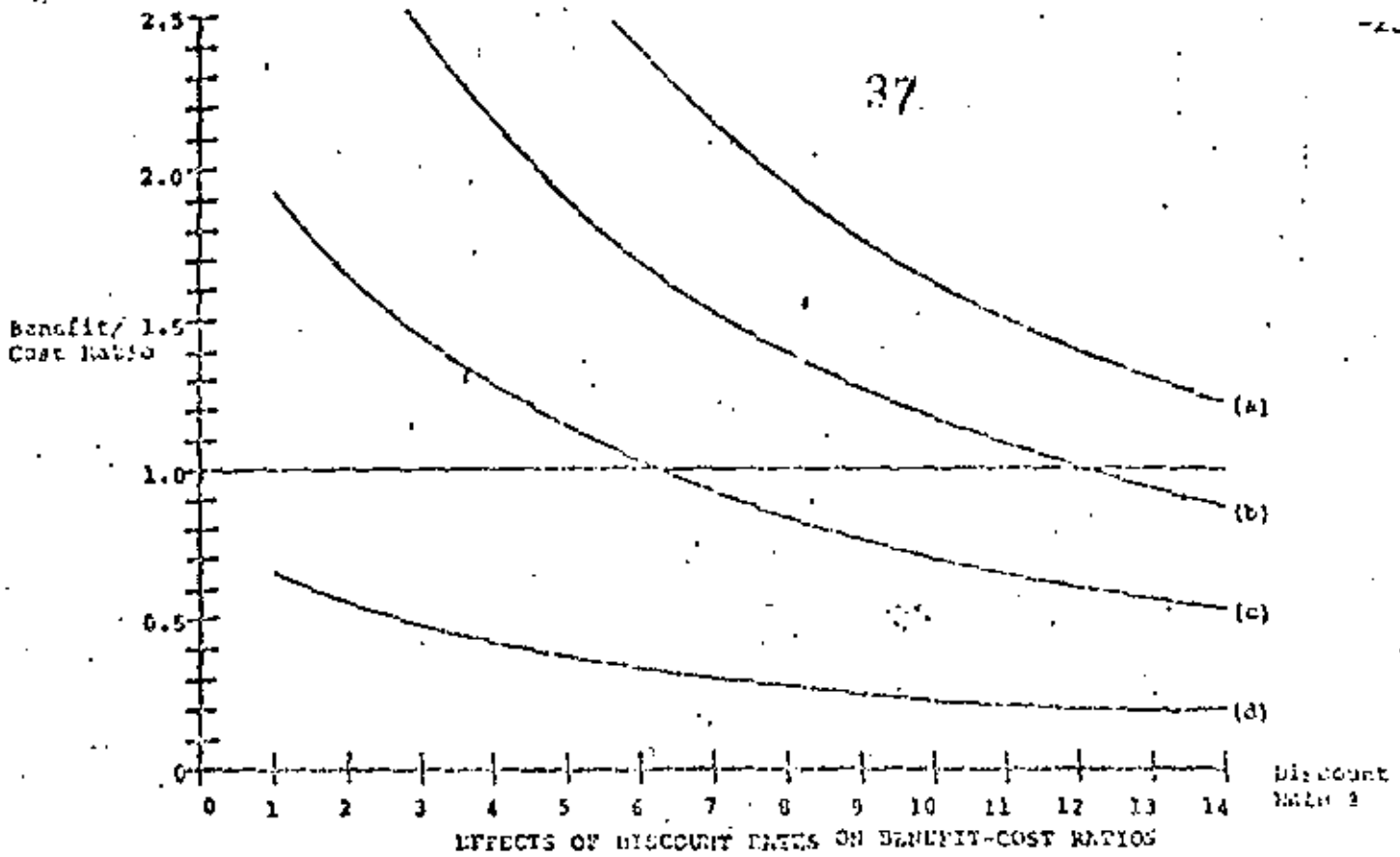
El cociente indica la conveniencia de invertir una mayor cantidad en el proyecto B, puesto que su relación B/C es muy alta.

Cuando se aplica en forma adecuada, la relación beneficio costo resulta idéntica al mé-

donde  $Q$  es la escala de proyecto.

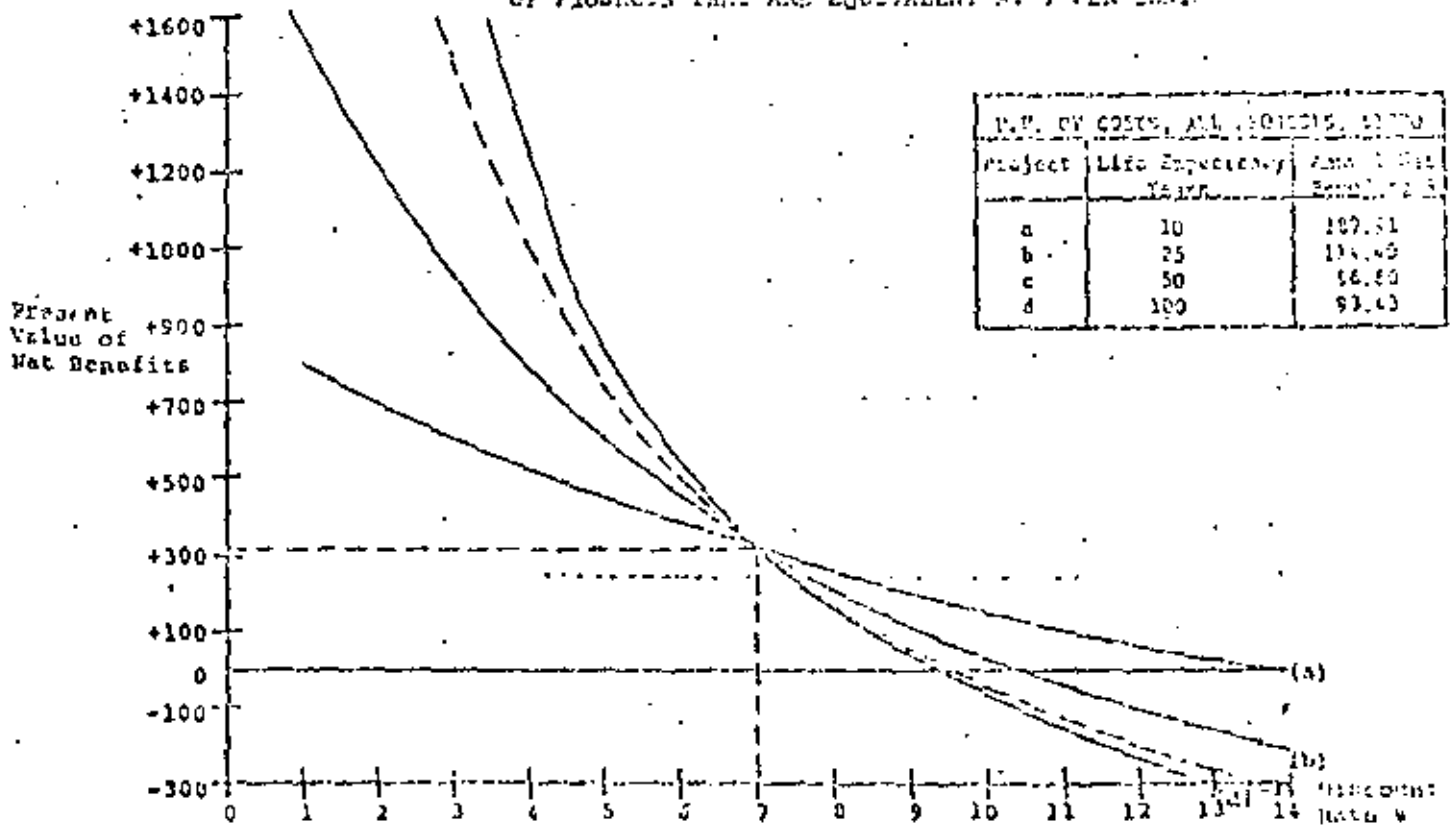
#### Observaciones acerca de las técnicas de descuento

- a) El método del valor presente es especialmente útil cuando no existen restricciones de presupuesto y existe una serie de alternativas independientes.
- b) Acerca del método de series anuales, en general presenta pocas ventajas su empleo; se usa con mayor generalidad el método del valor presente, porque el flujo de caja puede ser muy complicado y pasar a anualidades requiere mayor trabajo.
- c) La tasa de retorno, tiene una ventaja fundamental: que los proyectos pueden jerarquizarse sin tener que determinar una tasa de descuento, aunque deberá fijarse una tasa de descuento mínima. Una desventaja de este método es que para algunos flujos de caja, es imposible obtener un valor único de  $i$ .
- d) El análisis beneficio costo se ha usado ampliamente para justificar proyectos; sin embargo puede usarse como un enfoque para tomar decisiones acerca de la escala de proyecto o la selección de proyectos de una serie de alternativas. En este caso, se requiere que el criterio de selección resida exclusivamente en el objetivo de eficiencia económica o ingreso nacional, y que no existan efectos intangibles considerables, es decir efectos que no puedan cuantificarse monetariamente.
- e) Como se puede observar en la figura, el efecto de la tasa de descuento es notable.
- f) Otro aspecto importante que no debe pasarse por alto, es la definición del horizonte de planeación. En realidad el horizonte de planeación y la tasa de descuento van unidos ya que el tiempo para el cual los beneficios son insignificantes depende de la tasa de descuento. El efecto combinado de estos elementos se muestra en la siguiente tabla.



Present value costs, all projects: \$1000  
 Life expectancy, all projects: 10 years  
 Constant annual net benefits: (a) = \$175; (b) = \$125; (c) = \$75; (d) = \$25.

EFFECTS OF DISCOUNT RATE CHANGES ON NET BENEFITS OF PROJECTS THAT ARE EQUIVALENT AT 7 PER CENT



i%

Relación B/C

38

vida económica 50 años

vida económica 100 años

.2	1.39	1.51
2.5	1.33	1.43
.3	1.28	1.35
3.5	1.22	1.26
.4	1.17	1.21
.5	1.08	1.10
.6	1.00	1.00

e) Finalmente, respecto a la relación B/C, existen diversos problemas, algunos relacionados con la medición de beneficios y costo; otros con aspectos conceptuales, y otros con aspectos institucionales. La definición clara de cada uno de ellos influye de manera determinante en los resultados.



## BIBLIOGRAFIA

1. L. Douglas Jones and Robert R. Lee. "Economics of Water Resources Planning". Mc. Graw Hill. New York. 1971.
2. William T. Morris. "Engineering Economic Analysis". Reston Publishing Co. Virginia. 1976.
3. Eugene L. Grant, W. Grant Irason and Richard S. Leaven worth. "Principles of Engineering Economy". Ronald Press. Co. New York. 1976.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

CRITERIOS DE CALIDAD DEL AGUA

ING. IGNACIO CASTILLO ESCALANTE

SEPTIEMBRE, 1983



## Criterios de Calidad del Agua

### Contenido

1. Introducción
2. Normas y criterios de calidad de agua potable
3. Importancia de la calidad del agua en los sistemas de abastecimiento
4. Factores que influyen en la calidad del agua por deficiencias en el diseño, operación y mantenimiento.
5. Desinfección
6. Referencias

Ing. Ignacio Castillo Escalante

## 1. Introducción

El término "Calidad del agua" es una expresión ampliamente empleada que tiene diversas interpretaciones, debido a la variedad de usos a que el agua se destina; en consecuencia; la calidad del agua depende del uso que se le vaya a dar a esta.

En los sistemas de abastecimiento de agua potable es común observar que mientras las amas de casa afirman que el agua tiene muy buena calidad, las industrias de bebidas envasadas opinan lo contrario. Por lo anterior se considera que los usos alternativos del agua estén subordinados a las necesidades del hombre en cuanto a que no dañe su salud, es decir, que sea segura para su consumo.

Desde el punto de vista del consumidor el término calidad del agua es empleado para definir sus características físicas, químicas, biológicas y radiológicas, a través de las cuales se evalúa la aceptabilidad del agua.

La calidad de un agua cruda, sea superficial o subterránea, puede o no ser aceptada por el usuario; si no es satisfactoria, puede adecuarse cualitativamente por medio de sistemas de potabilización.

Los criterios de calidad del agua pueden definirse como el conjunto de requerimientos concernientes a niveles máximos de concentración o de intensidad de parámetros básicos, establecidos para el uso que se pretende dar al agua. Por otro lado los estándares de calidad del agua pueden definirse como el conjunto de normas referidas a niveles máximos de concentraciones o de intensidad de parámetros básicos, establecidos por las autoridades respectivas, con el propósito de proteger o acondicionar una fuente de aprovisionamiento para un determinado uso. Una correlación entre criterios de calidad del agua y estándares de calidad del agua se ilustra con el diagrama de barras de la figura 1, en la cual se muestra que hay criterios distintos para tres parámetros de calidad, establecidos para tres diferentes usos del agua que benefician al hombre. Los estándares para los parámetros de calidad 1 y 3 están establecidos a los valores mínimos de los criterios para los mismos parámetros. En el caso del parámetro 2, la norma se establece al máximo valor de un criterio determinado. El oxígeno disuelto es ejemplo de un parámetro de calidad para el cual un estándar es establecido al conocer el máximo de los valores mínimos.

Existen cantidad de usos que se le pueden dar al agua; en proyectos de sistemas de abastecimiento de agua a una población los usos mínimos que deben considerarse son:

- . Uso doméstico
- . Uso recreativo con y sin contacto directo
- . Uso industrial

- Uso en comercios y servicios públicos
- Uso en irrigación de áreas verdes

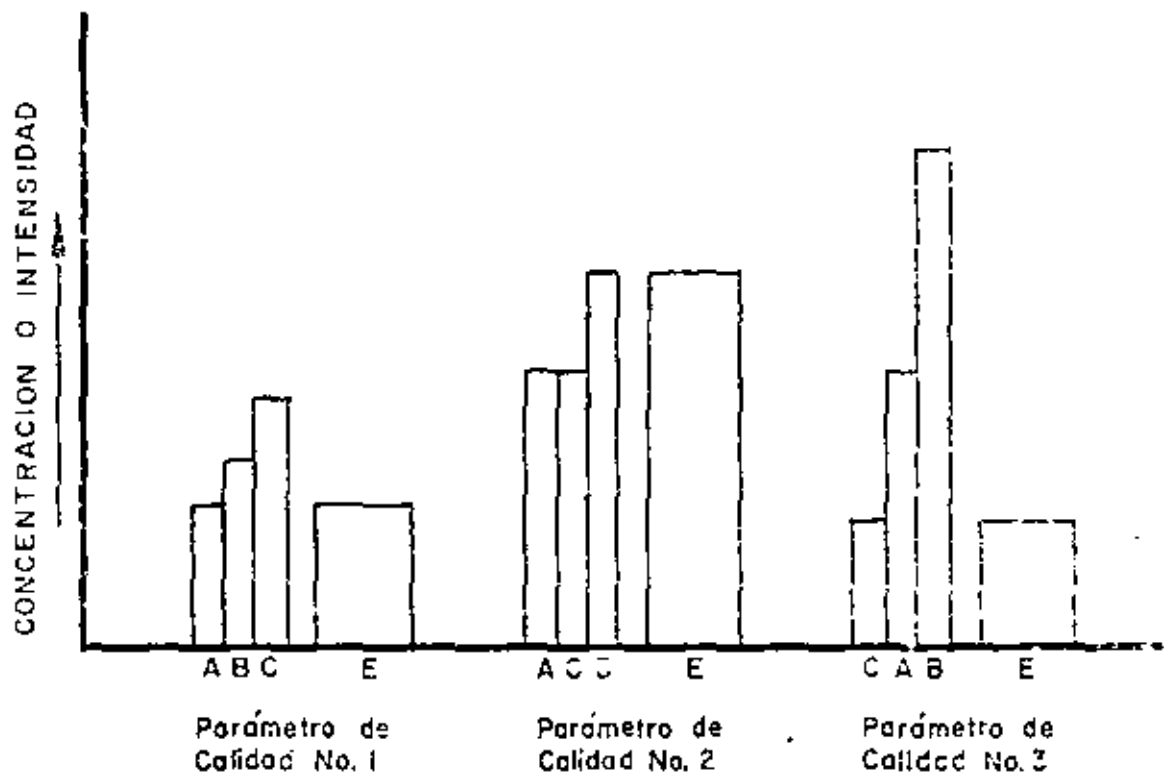


FIGURA 1

Correlación de criterios de calidad de agua A B y C con estándares de calidad de agua E.



## 2. Normas y criterios de calidad de agua potable

En México la autoridad encargada para la emisión de normas y criterios de calidad de agua para consumo humano es la Secretaría de Salubridad y Asistencia, en coordinación con otras dependencias como las Secretarías de Asentamientos Humanos y Obras Públicas y de Agricultura y Recursos Hidráulicos, entre otras.

### 2.1 Normas de calidad de agua potable

La calidad del agua para fines domésticos que se suministra en sistemas de agua potable de los centros de población del país, deberá cumplir con las normas que se encuentran contenidas en el Artículo 7o. del Reglamento Federal sobre Obras de Provisión de Agua Potable, en vigor (tabla 1), en el cual se define como agua potable toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud. Asimismo se establecen los caracteres físicos, químicos y bacteriológicos que deberán satisfacer las aguas que se destinen a consumo humano; también se señala la cantidad

}

de muestras bacteriológicas que deben colectarse mensualmente, de acuerdo a la población servida.

Algunos organismos internacionales como la Organización Mundial de la Salud emiten normas de calidad de agua para uso potable en forma periódica.

Gran cantidad de países formulan sus estándares o criterios de calidad que rigen en sus respectivas jurisdicciones.

Los abastecimientos de agua potable se efectúan, en general, a partir de fuentes naturales como ríos, lagos, lagunas, embalses, manantiales, galerías, filtrantes, pozos someros y profundos; el agua obtenida de cualquiera de esas fuentes debe ser acondicionada para uso potable, por medio de tratamientos de potabilización.

En los cuadros 1 a 5 se presentan los límites recomendados y máximos permisibles establecidos por los siguientes organismos:

- Secretaría de Salubridad y Asistencia. México 1953
- Servicio de Salud Pública de los EUA. EUA. 1962
- Organización Mundial de la Salud 1972
- Asociación Americana de Obras Hidráulicas (AWWA) EUA. 1968

En el cuadro 1 se observa que los requisitos de calidad física de cada organismo, no difieren sensiblemente, aunque cabe señalar que los recomendados por la AWWA son los más estrictos. Los estándares de calidad bacteriológica se presentan en el cuadro 2, apreciándose que las normas nacionales son precarias. La AWWA recomienda que el agua potable no presente organismos coliformes, mientras que los otros organismos condicionan su presencia a ciertos valores y frecuencias. Los requisitos de calidad química se señalan en el cuadro 3; se observa que los límites

recomendados por la AWWA son los más estrictos. El cuadro 4 presenta los requisitos radiológicos que debe cumplir el agua para uso doméstico. México carece de normas al respecto.

Finalmente el cuadro 5 muestra las concentraciones máximas permisibles de elementos en el agua potable de acuerdo a los reglamentos de Alemania, Francia, de la OMS en la región europea, de los EUA, de Checoeslovaquia y de nuestro país.

## 2.2 Criterios de calidad del agua

Los usos más importantes a que se destine el agua son: doméstico, irrigación, recreativo, comercios y servicios públicos, industrial y generación de energía.

A continuación se describen algunos criterios referentes a la calidad del agua según su uso.

### Criterios de calidad de agua para irrigación

La calidad del agua para riego afecta no solo el producto final del cultivo sino que también influye en la eficiencia de producción. En algunos países se usan las aguas residuales crudas o tratadas para irrigación, por lo que también deben ser considerados los aspectos de salud por el consumo de productos del agro.

Las aguas de riego deber ser bajas en la concentración de sodio y sales minerales ya que los suelos que contienen altas proporciones de arcilla tienden a adsorber sodio con dispersión de la misma y

reducción en la permeabilidad. Por otro lado la salinidad elevada tiende a flocular el suelo y producir altas tasas de infiltración.

El uso de las aguas residuales tratadas en la agricultura reviste dos problemas básicos a considerar; puede presentarse la contaminación de los suelos por sales, metales pesados y otras sustancias químicas tóxicas, disminuyendo su productividad, o también se tiene el problema sanitario causado por los organismos patógenos de las aguas residuales domésticas. En forma general, los códigos que reglamentan el reúso de las aguas residuales en riego, coinciden en los siguientes puntos:

- a) En el riego de forrajes, jardines, plantas ornamentales y la mayoría de los productos agrícolas para consumo humano que son consumidos crudos, se recomienda el tratamiento primario de las aguas negras antes de su reúso.
- b) En el riego de legumbres y productos agrícolas que se consumen crudos, se recomienda la desinfección previa de las aguas negras.
- c) En el riego de árboles y en sistemas de riego por aspersión, con aguas residuales, se recomienda la suspensión de este por un periodo no menor de 2 meses antes de la cosecha.
- d) Los suelos que se rieguen con aguas residuales, deberán contar con sistemas de drenaje eficientes.
- e) En todos los casos, se recomienda la adopción de programas de educación y adiestramiento de los agricultores, para evitar el

contacto de los productos con suelos contaminantes y programas continuos de inspección y control sanitario tanto de los productos agrícolas como de los agricultores.

Las características más importantes para definir la calidad del agua de riego son:

- a) La concentración total de sales solubles, la cual se mide en términos de conductividad eléctrica, expresada en microsiemens por centímetro a 25°C. Las aguas para riego se clasifican de acuerdo con el diagrama de la figura 2.
- b) La concentración del ion sodio relacionada a la suma de las concentraciones iónicas de  $\text{Ca}^{++}$  y  $\text{Mg}^{++}$ , denominada relación de adsorción de sodio (RAS), expresada en me/l. La clasificación de las aguas para riego con respecto a la relación de adsorción de sodio se basa en el efecto que tiene el sodio intercambiable sobre la condición física del suelo. No obstante, las plantas sensibles a este elemento pueden sufrir daños como consecuencia de la acumulación del sodio en sus tejidos, aún cuando los valores de este sean mayores a los necesarios para deteriorar la condición física del suelo. En el cuadro 6 se presenta la clasificación del agua para riego en función de la RAS.
- c) El cuadro 7 muestra los criterios de calidad del agua para riego, considerando el contenido de boro y la sensibilidad de los cultivos a este elemento; en forma adicional, existen límites recomendables para la presencia de otros metales pesados en las aguas de riego, los cuales dependen del tipo de suelo; se resumen en el cuadro 8.

- d) La concentración de organismos coliformes ( 1 000 NMP / 100 ml) en agua de riego de cultivos de hortalizas y legumbres que serán consumidos crudos como son: lechuga, rábano, coliflor, cebolla, zanahoria, tomate, etc.

Los principales parámetros que establecen la calidad del agua para uso agrícola y sus correspondientes límites recomendables, se presentan en el cuadro 9 y en el 10 se muestran los límites recomendados de salinidad en el agua de riego, de acuerdo a la textura del suelo, la tasa de infiltración y el nivel freático.

#### . Criterios de calidad para uso recreativo

Los requerimientos de calidad de agua para uso recreativo se presentan en el cuadro 11 y se aprecia que las condiciones que debe reunir el agua usada en contacto directo, son estrictas con el fin de evitar infecciones intestinales, en la piel, ojos, nariz, boca, etc.

Para la navegación y estética, los requisitos de calidad del agua son similares a los de contacto directo, siendo más tolerante en el contenido de detergente, grasas y aceites y turbiedad.

#### . Criterios de calidad de agua para uso industrial

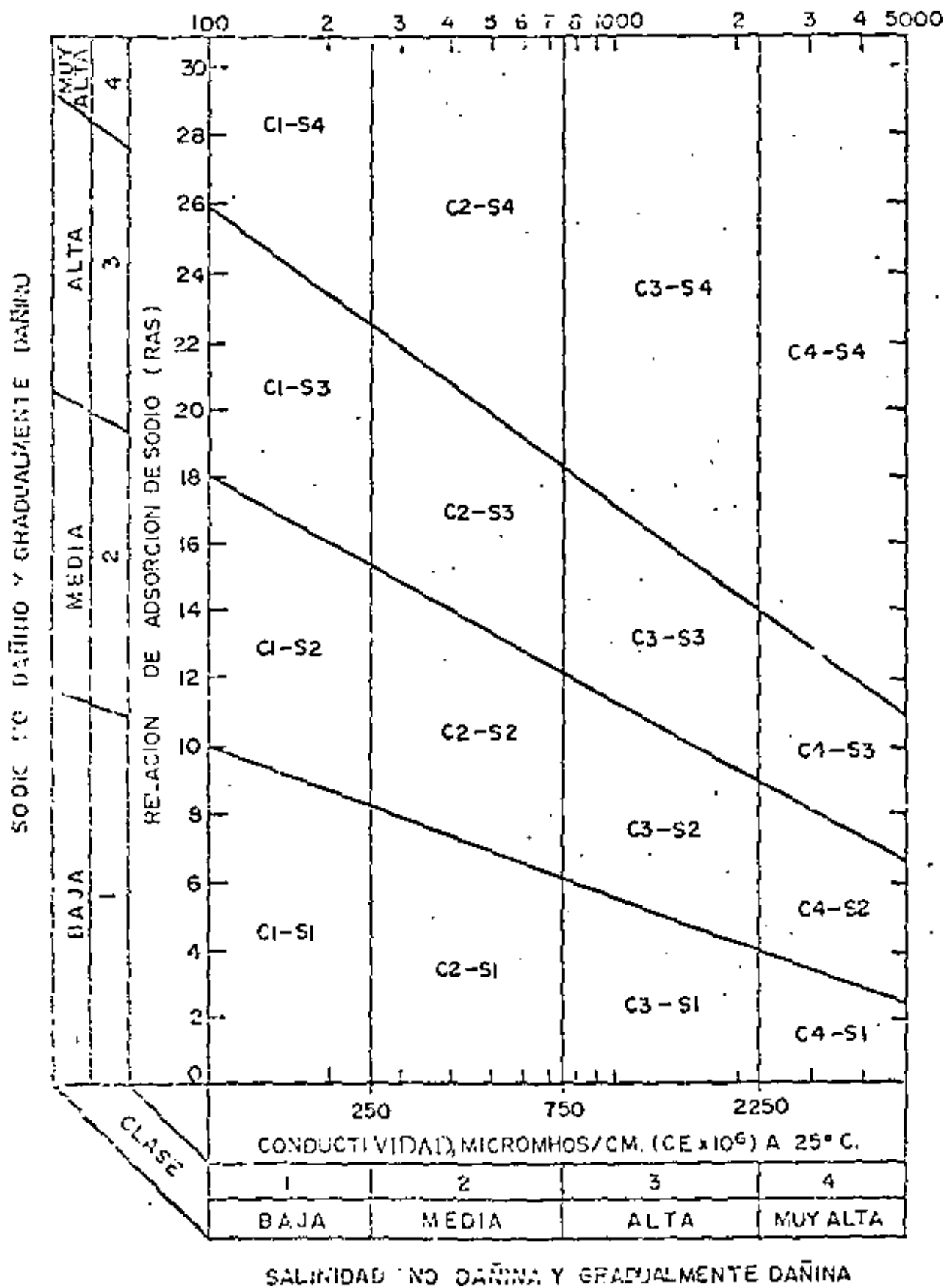
En el área metropolitana de la Ciudad de México, se concentra alrededor del 43.6 por ciento de la producción industrial del sector manufacturero del país; los principales grupos industriales consumidores de agua son: papel y celulosa, productos químicos, alimentos, textiles, hierro y acero y minerales no metálicos, que representan el 71% de la demanda industrial

actual de agua en el Valle de México.

Los principales usos del agua en la industria son: sistemas de generación de vapor, de enfriamiento, proceso, servicios generales, riego de áreas verdes y consumo humano. Gran parte del agua requerida por la industria es utilizada en la generación de vapor y los requisitos de calidad de la misma dependen del tipo de sistema aplicado, ya sea de baja, media ó alta presión, así como servicios eléctricos que requieren de vapor a presiones mayores de  $105 \text{ kg/cm}^2$ . Los criterios de calidad aplicables a esta actividad se presentan en el cuadro 12, en el cual aprecia que conforme aumenta la presión de vapor, los requisitos de calidad del agua se tornan más estrictos en cuanto a la cantidad de componentes presentes en el agua. El cuadro 13 resume los requerimientos de calidad del agua utilizada en sistemas de enfriamiento, los cuales varán dependiendo si se trata de agua de un solo paso o es de repuesto para la recirculación, pudiendo ser en ambos casos agua dulce o salmuera, si el contenido de sólidos, es superior a  $1000 \text{ mg/l}$ .

Los requisitos de calidad del agua para proceso son muy variados y dependen del tipo de producto que se genera en una planta industrial; normalmente cuando el agua solo se usa como material inerte, es suficiente con que cumpla los requisitos de potabilidad, pero si forma parte integrante de una reacción química, generalmente se requiere agua desmineralizada. La industria farmacéutica y la alimenticia utiliza agua de calidad superior a la potable; en el cuadro 14 se presentan los requisitos de calidad para el agua de proceso de las principales industrias asentadas en el área metropolitana de la Ciudad de México.

Fig. 2 Calidad del agua de riego en función de la relación de adsorción de sodio (RAS).





NORMAS MEXICANAS DE CALIDAD  
PARA AGUA POTABLE\*

\*Se considera agua potable a toda aquella cuyo ingestión no cause efectos nocivos a salud, por lo cual deberá llenar los requisitos siguientes:

Caracteres Físicos:

De preferencia, la turbiedad del agua no excederá del número 10 (diez) de la escala de sílica, y su color del número 20 (veinte) de la escala de platino cobalto. El agua será inodora y de sabor y temperatura agradables.

De no poderse cumplir con los requisitos anteriores, se admitirán aquellos caracteres físicos que sean tolerables para los usuarios, siempre que no sean resultado de condiciones objetables desde los puntos de vista bacteriológico y químico.

I. Caracteres Químicos:

Un pH de 6.0 a 8.0 para aguas naturales no tratadas.

Para aguas tratadas o sometidas a su proceso químico, se aplicarán las normas especiales de la fracción IV.

Un contenido por millón de elementos iónicos y sustancias que a continuación se expresan:

Nitrógeno (N) amoniacal, hasta	0.50
Nitrógeno (N) proteico, hasta	0.10
Nitrógeno (N) de nitritos (con análisis bacteriológico aceptable), hasta	0.05
Nitrógeno (N) de nitrato, hasta	5.00
Oxígeno (O), consumido en medio ácido, hasta	3.00
Oxígeno (O), consumido en medio alcalino, hasta	3.00
Sólidos totales de preferencia hasta 500, pero tolerándose hasta	1,000
Alcalinidad total, expresada en $\text{CaCO}_3$ , hasta	400
Dureza total, expresada en $\text{CaCO}_3$ , hasta	300
Dureza permanente o de no carbonatos, expresada en $\text{CaCO}_3$ , en aguas naturales de preferencia hasta	150
Cloruros expresados en Cl, hasta	250
Sulfatos expresados en $\text{SO}_4$ , hasta	250
Magnesio, expresado en Mg, hasta	125
Zinc, expresado en Zn, hasta	15.00
Cobre, expresado en Cu, hasta	3.00
Fluoruros, expresados en F, hasta	1.5
Hierro y manganeso, expresados en Fe y Mn, hasta	0.30
Plomo, expresado en Pb, hasta	0.10

\* Normas de Calidad del Agua Potable de la Secretaría de Salubridad y Asistencia.

Ácido, expresado en As, hasta	0.1
Selenio, expresado en Se, hasta	0.1
Cromo, hexavalente, expresado en Cr, hasta	0.1
Compuestos fenólicos, expresados en fenol, hasta	0.1
Cloro libre, en aguas claradas, no menos de	0.1
Cloro libre, en aguas sobre claradas, no menos de 0.20 ni más de	1.

II. Caracteres Bacteriológicos:

El agua estará libre de gérmenes patógenos procedentes de contaminación fecal humano.

Se considerará que una agua está libre de esos gérmenes cuando la investigación bacteriológica dé como resultado final:

- Menos de veinte (20) organismos de los grupos coli y coliformes por litro de muestra, definiéndose como organismos de los grupos coli y coliformes todos los que no esporógenos, Gram negativos, que fermenten el caldo lactosado con formación de gas.
- Menos de doscientos (200) colonias bacterianas por centímetro cúbico de muestra, en la placa de agar incubada a 37°C por 24 horas.
- Ausencia de colonias bacterianas licuantes de gelatina, cromógenas o fétidas en la siembra de un centímetro cúbico de muestra, en gelatina incubada a 20° 48 horas.

IV. Las aguas tratadas químicamente para clarificación o ablandamiento, satisfarán tres requisitos siguientes:

- La alcalinidad a la fenolftaleína calculada como  $\text{CaCO}_3$  será menor de 15 partes por millón, más 0.4 veces la alcalinidad total, con un pH inferior a 10.6.
- La alcalinidad de carbonatos normales será menor de 120 partes por millón, lo cual la alcalinidad total, en función del pH, estará limitada según la siguiente:

Valor del pH	Alcalinidad total máxima expresada en $\text{CaCO}_3$
8.0 a 9.6	400
9.7	340
9.8	300
9.9	260
10.0	230
10.1	210
10.2	190
10.3	180
10.4	170
10.5 a 10.6	160

- La alcalinidad total no excederá a la dureza total en más de 35 mg. por litro partes por millón, ambos calculados como  $\text{CaCO}_3$ .

CUADRO 1

REQUISITOS DE CALIDAD FISICA DEL AGUA PARA USOS POTABLE

Criterio Parámetro	Secretaría de Salubridad y Asistencia, 1953		Servicio de la Salud Pública de los EUA 1962		Organización Mundial de la Salud, Intern., 1972		Objetivos para el agua de calidad potable recomendados por la AWWA, 1968
	Límite recomendado	Límite máximo	Límite recomendado	Límite máximo	Límite recomendado	Límite máximo	
Color, unidades Pt Co	20	---	15	---	5	50	<3
Olor, número umbral	Inodora	---	3 Inofensivo	---	Inodora	Inodora	Inodora
Residuo: (Sólidos)							
Filtrable, mg/l	---	---	500	---	---	---	<200
No filtrable, mg/l	---	---	---	---	---	---	Virtualmente exent de suspensiones
Total, mg/l	500	1000	---	---	500	1 500	
Sabor	Agradable	---	Inofensivo	---	Ninguno rechazable	---	Ninguno rechazable
Turbiedad, unidades UI	10	---	5	---	5	5	<0.1



**CUADRO 1**  
**ESTANDARES BACTERIOLÓGICOS MÁXIMOS PERMISIBLES**

Secretaría de Salud Pública de los E. U. A., 1962	Técnica de dilución 5 porciones de 10 ml.	1.- De todas las porciones examinadas cada mes, no más del 10 por 100 aceptará la presencia de bacterias coliformes (número más probable) sup por 100 ml. 2.- De todas las muestras examinadas cada mes, ni dos consecutivas muestras en el mismo punto, ni más del 5 por 100 de las mismas admitirán la presencia de bacterias coliformes en 3 ó más de las 5 porciones examinadas.
Agua del sistema de distribución.	Técnica de filtro de membrana pasada en el empleo de 20, 100, 200 ó 500 ml.	1.- El recuento medio aritmético de bacterias coliformes de todas las muestras examinadas durante un mes cualquiera no deberá ser superior a 1 por 100 ml. 2.- El recuento de coliformes por muestra no será superior a 3 por 50 ml., 4 por 100 ml., 7 por 200 ml. ó 13 por 500 ml. en dos muestras consecutivas cualesquiera tomadas en el mismo punto, ni superior al 3 por 100 de todas las muestras examinadas.
Secretaría de Salubridad y Asistencia <sup>a</sup>	Técnica de dilución 3 porciones de 10 ml.	1.- Menos de 20 organismos de los grupos coli y coliformes por litro de muestra, definiéndose como organismos de los grupos coli y coliformes todos los bacilos no esporádicos, Gram negativos, que fermenten el caldo lactosado con formación de gas. 2.- Menos de 200 colonias bacterianas por centímetro cúbico de muestra en la placa de agar inclinado a 37°C por 24 horas. 3.- Ausencia de colonias bacterianas, licuantes de gelatina, crec. mucosas o fétidas, en la siembra de un centímetro cúbico de muestra, en gelatina incubada a 20°C por 48 horas.
Organización Mundial de la Salud, 1972.	Técnica de dilución 5 porciones de 10 ml.	1.- En el 90% de las muestras examinadas durante un año, no se deben detectar bacterias coliformes. Al índice de número más probable (NMP 100 ml) de coliformes deberá ser menor que 10. 2.- Ninguna de las muestras examinadas deberá tener un índice de probabilidad (NMP 100 ml) de coliformes mayor que 10. 3.- En muestras consecutivas no deberá presentarse un índice de número más probable (NMP 100 ml) de coliformes de 4 a 107. 4.- En el momento en que las muestras consecutivas presenten un índice de probabilidad (NMP 100 ml) de bacterias coliformes mayor de 10 deberá examinarse una muestra adicional a breve plazo.
Agua tratada	Técnica de filtro de membrana, 100 ml.	1.- La media aritmética del recuento de bacterias coliformes de todas las muestras examinadas a lo largo del año no será superior a 1 por 100 ml. 2.- El recuento de coliformes por membrana no será superior a 4 por 100 ml. en dos muestras consecutivas cualesquiera ni al 10 por 100 de todas las muestras examinadas durante el año.
Agua sin tratar	Técnica de dilución 5 porciones de 10 ml.	1.- En el 90% de las muestras examinadas durante un año, el número más probable (NMP 100 ml) de organismos coliformes deberá ser menor de 10. 2.- Ninguna de las muestras deberá presentar un número probable (NMP 100 ml) de coliformes mayor de 20. 3.- Menos del 40% del número de organismos coliformes deberá ser de origen fecal. 4.- No deberán presentarse las muestras consecutivas con un número más probable (NMP 100 ml) de coliformes mayor de 15. 5.- Si el número más probable (NMP 100 ml) de bacterias coliformes lo es considerablemente mayor de 20 deberá considerarse la aplicación de tratamiento al abastecimiento de agua. 6.- En el momento en que dos muestras consecutivas presenten resultados de número más probable (NMP 100 ml) de coliformes de 10, deberá examinarse una o más muestras inmediatamente.
Agua sin tratar	Técnica de filtro de membrana, 100 ml.	1.- La media aritmética del recuento de bacterias coliformes de todas las muestras examinadas a lo largo del año no será superior a 10 por 100 ml. 2.- El recuento de coliformes no será superior a 20 por 100 ml. en dos muestras consecutivas cualesquiera. Coliformes fecales. No más del 40 por 100 del índice de coliformes estará constituido por bacterias coliformes fecales.
Recomendaciones por la AWWA, 1964	Técnica de dilución 3 porciones de 10 ml.	Sin organismos fecales.
Agua del sistema de distribución.	Técnica de filtro de membrana, 100 ml.	Sin organismos fecales.

<sup>a</sup> No considera la técnica de filtro de membrana.  
Nota: Las normas de calidad bacteriológica para agua del sistema de distribución de año de 1972, agrupan lo siguiente: en el curso del año, el 90% de las muestras no deben contener ningún organismo coliforme en 100 ml, ninguna muestra ha de contener E. coli en 100 ml, ninguna muestra ha de contener más de 10 germen(es) coliformes por 100 ml, en ningún caso han de hallarse germen(es) coliformes en 100 ml de las muestras consecutivas.

**CUADRO 3**  
**ESTANDARES QUIMICOS SOBRE CALIDAD DEL AGUA**

Substancia	Secretaría de Salubridad y Asistencia (SSA)		Servicio de Salubridad de los E.U.A., 1962		Organización Mundial de la Salud (OMS), 1972		Asociación Americana de Obras Hidráulicas (AWWA), 1962
	Límite recomendado	Límite máximo	Límite recomendado	Límite máximo	Límite recomendado	Límite máximo	Límite recomendado
Potencial hidrógeno	6.0 - 8.0	10.6 <sup>(1)</sup>	---	---	7.0 - 8.5	6.5 - 9.2	---
Alcalinidad total, mg/l como CaCO <sub>3</sub>	---	400	---	---	400	1000	---
Dureza total, mg/l, (como CaCO <sub>3</sub> )	---	300	---	---	100 <sup>(2)</sup>	500	50 - 100
Cloruros, mg/l Cl <sup>-</sup>	---	250	250	---	200	600	---
Fluoruros, mg/l F <sup>-</sup>	---	1.5	0.8 - 1.7	1.4 - 2.4	0.8 <sup>(3)</sup>	1.3 <sup>(3)</sup>	---
Sulfatos, mg/l SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	---	250	250	---	200	400	---
Nitritos, mg/l NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>	---	5.0	45	---	---	45	---
Cl <sub>2</sub> residual libre, mg/l	0.2	1.0	---	---	---	---	---
Nitrógeno amoniacal, mg/l N	---	0.5	---	---	---	0.5	---
Nitrógeno proteico, mg/l N	---	0.10	---	---	---	---	---
Nitrógeno de nitritos, mg/l, N	---	0.05	---	---	---	---	---
Oxígeno consumido en medio ácido, mg/l O <sub>2</sub>	---	3.0	---	---	---	---	---
Oxígeno consumido en medio alcalino, mg/l O <sub>2</sub>	---	3.0	---	---	---	---	---
Calcio, mg/l Ca	---	---	---	---	75	200	---
Magnesio, mg/l Mg	---	125	---	---	30 <sup>(4)</sup>	150	---
Hierro, mg/l Fe	---	0.3	0.3	---	0.10	1.0	< 0.05
Manganeso, mg/l Mn	---	0.05	0.05	---	0.05	0.5	< 0.01
Cobre, mg/l Cu	---	3.0	1.0	---	0.05	1.5	< 0.2
Aluminio, mg/l Al	---	---	---	---	---	---	< 0.05
Plata, mg/l Ag	---	---	---	0.05	---	---	---
Cinc, mg/l Zn	---	15.0	5.0	---	5.0	15.0	1.0
Plomo, mg/l Pb	---	0.10	---	0.05	---	0.1	---
Arsénico, mg/l As	---	0.05	0.01	0.05	---	0.05	---
Selenio, mg/l Se	---	0.05	---	0.01	---	0.01	---
Cromohexav., mg/l Cr	---	0.05	---	0.05	---	0.05	---
Cianuro, mg/l CN	---	---	0.01	0.2	---	0.05	---
Cadmio, mg/l Cd	---	---	---	0.01	---	0.01	---
Bario, mg/l Ba	---	---	---	1.0	---	1.0	---
SAAM (Detergente) mg/l	---	---	0.5	---	0.2	1.0	0.2
Extracto de carbono con cloroformo, mg/l CCE	---	---	0.2	---	0.2	0.5	0.04
Fenoles, mg/l	---	0.001	0.001	---	0.001	0.002	---

(1) Depende del valor de alcalinidad.

(2) Si la dureza es muy inferior, el agua puede tener otros inconvenientes como por ejemplo, la disolución de metales pesados de las tuberías. 1 meq/l de ion productor de dureza = 50 mg CaCO<sub>3</sub>/l = 5.0 grados franceses de dureza = 2.8 (aprox.) grados alemanes de dureza = 3.5 (aprox.) grados ingleses de dureza.

(3) Para un promedio anual de temperatura máxima del aire de 14.7 a 17.6° C.

(4) O menos si hay 250 mg/l de sulfato; si la concentración de sulfato es inferior puede permitirse hasta 150 me/l.

CUADRO 4

ESTANDARES RADIOLOGICOS DE LA CALIDAD DEL AGUA

S u b s t a n c i a	U.S. Public Health Service, 1962 Límites recomendados <i>μμ c/l</i>	Organización Mundial de la Salud, Intern., 1972 Límites propuestos provisionalmente P Ci/l	Objetivos para el agua de calidad potable recomendados por la AWWA, 1968 <i>μμ c/l</i>
Radio 226 (Ra <sup>226</sup> )	3	3	---
Estroncio 90 (Sr <sup>90</sup> )	10	30	---
Actividad beta total	1 000	30	< 100

Nota: *μμ c/l* = Micro-microcuries por litro.

P Ci/l = Picocuries por litro.

CUADRO 1.5

Concentraciones máximas permisibles de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán<sup>1</sup> de normas para agua potable, al reglamento francés<sup>2</sup>, al reglamento de la OMS<sup>3</sup> europea, al reglamento del Servicio de Sanidad Pública de los Estados Unidos<sup>4</sup> y al reglamento de la oficina de normas de Checoslovaquia<sup>5</sup>.

65A	Parámetro	Concentraciones (mg/l)								Generalidades			
		F.W.V (1) (1975)		F.R (2) (1971)		V. (1) (3) (1972)		O.S. y H.S. (4) (1962)		CSN (5) (1964)	Proveniencia	Efectos	Observaciones
		Adm.	Esp. (b)	Adm.	Rac (c)	Adm.	Rec.	Adm. (m)	Permisible				
0.10	Substancias tóxicas Plomo	0.04	-	0.1	-	0.1	-	0.05	0.1	Aguas sin circulación en tanques y conductos. Prohibición para beber. Toxicidad por la actividad de la presencia de oxígeno y iones de nitrato baja.	Veneno acumulativo. Afecta los huesos. Peligro de anemia en grandes concentraciones.	En algunos Estados de Alemania están prohibidas las tuberías de plomo (Mittler, Berthelsson, Niederquast, etc.).	
0.05	Ácido bórico	0.04	-	0.05	-	0.05	0.01	0.05	0.05	Aguas minerales, aguas estancadas, aguas servidas de industrias de fibras, insecticidas, celulosas (Presente en peras)	Substancias cancerígenas. 0.12g son mortales. Afecta los riñones y pies, pigmentación de la piel (insolación, hiperqueratosis) y el sistema circulatorio.	Si anélico no es absorbido por el intestino. Los estudios en animales muestran intoxicaciones crónicas.	
0.05 0.05	Selenio Cromo hexavalente	0.015 0.05	-	0.05	-	0.01	-	0.01 0.05	0.05 indeterminable	Industria alérgica, de celulosas, desperdicios del curtido de piel.	Función: Impacto en los riñones. En grandes concentraciones daña los riñones y los intestinos.		

Con base en los estándares primarios de contaminación más estrictos posibles de acuerdo al Reglamento General de Normas para Agua Potable, al Reglamento para el uso de la OMS y en parte al Reglamento del Servicio de Salud Pública de los Estados Unidos y al Reglamento de la Oficina de Normas de Nueva York.

S & A	Parámetro	Concentraciones Límite (log U)							Generalidades				
		F. B. A. (1) (1975)		F. B. A. (2) (1971)		W. H. O. (3) (1972)		U. S. P. H. S. (4) (1963)		C. S. (5) (1964)	Especificación	Efectos	Observaciones
		Adm.	Exig.	Adm.	Resig.	Adm.	Doc.	Permit.	Permitible				
---	Fluoruro	0.001	-	0.001	-	1.001	-	-	-	-	-	-	-
---	Plata	-	-	-	-	-	-	0.05	-	-	-	-	-
---	Cianuro	0.05	-	-	-	1.05	0.01	0.2	Inadmisible	Industria siderúrgica (Galvanotecnia) formación de HCN.	250 mg/l tales piración intracelular por 1mg HCN/kg de peso del cuerpo; 0.001 mg/l límite tolerable de cianuro	-	-
---	Cadmio	0.005	-	-	-	0.01	-	0.01	Inadmisible	Industria siderúrgica (Galvanotecnia) industria de celulosa y de fotografía	Se acumula en los riñones, provoca vómitos	Están prohibidos en el agua de la industria de alimentos	-
---	Plomo	-	-	-	-	-	-	1.0	Inadmisible	-	-	-	-
---	Substancias dañinas a la salud y sus efectos al agua	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
---	Sólidos totales	-	-	-	-	-	500	-	-	-	-	-	-



Continuación cuadro 3.

Concentraciones máximas permisibles de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán <sup>1</sup> de normas para agua potable, al reglamento francés <sup>2</sup> , al reglamento de la OMS europea, al reglamento del Servicio de Sanidad Pública de los Estados Unidos <sup>3</sup> y al reglamento de la oficina de normas de Alemania <sup>4</sup> .												
S.S.A.	Parámetro	Concentraciones límite (mg/l)							Generalidades			
		Y.W.V. (1975)	F.R. (1971)		W.H.O. (1972)		U.S.P.H.S. (1962)		C.N.S. (1961)	Proveniencia	Efectos	Observaciones
Adm. <sup>5</sup>	Res. <sup>6</sup>	Adm.	Res. <sup>6</sup>	Adm.	Res. <sup>6</sup>	Adm.	Res. <sup>6</sup>	Permisible				
0.30	Hierro	-	-	0,2	-	0,1	0,05	-	0,3	Aguas subterráneas, aguas residuales, tuberías.	Nada de datos graves al consumo. Impacto sobre la coloración de platos vitriosos. Debido a la industria de fabricación de papel e industria láctea.	Concentraciones mayores de 0,1 mg/l producen incrustaciones e tubos en general. El hierro mancha las tuberías de tuberías de termómetro soluble en agua. No soluble a 20°C en agua hidrogenada.
	Manganeso	-	-	0,01	0,01	0,05	0,01	-	0,1	Aguas subterráneas, aguas residuales.	Impacto sobre color, debido a la industria del vidrio y celulosas.	Menor que 0,05 mg/l.
3.00	Cobre	-	-	1,0	-	0,05	0,05	-	3.0	Planta de tratamiento de aguas residuales. Según informes de plantas existentes, pH ligeramente soluble.	En problemas graves para salud. 3 mg día como máximo en los niños. No seguro en la formación de la sangre. 3-7 mg/l límite para el sabor. 1 mg/l CuSO <sub>4</sub> produce la formación de algas en albeos.	

Concentraciones máximas permisibles de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán<sup>1</sup> de normas para agua potable, al reglamento francés<sup>2</sup>, al reglamento de la OMS<sup>3</sup> europea, al reglamento del Servicio de Sanidad Pública de los Estados Unidos<sup>4</sup> y al reglamento de la oficina de normas de Checoslovaquia<sup>5</sup>.

S.S.A.	Parámetro	Concentraciones límite (mg/l)								Generalidades			
		F.W.V. (1) (1973)		F.R. (2) (1971)		W.H.O. (3) (1972)		U.S.P.H.S. (4) (1962)		C.N.S. (5) (1963)	Proveniencia	Efectos	Observaciones
		Adm. <sup>(a)</sup>	Em. <sup>(b)</sup>	Adm.	Rec. <sup>(c)</sup>	Adm.	Rec.	Adm.	Permisible				
15.0	Cinc	2.0	-	5.0	-	5.0	1.0	-	5.0	Mín. de 0.05 mg/l para 50 mg l tolerables en las industrias farmacéuticas e insecticidas. Raras veces en aguas superficiales, ya que se adhieren a los sedos.	Ligero envenenamiento para 675-2000 mg l. Menor que 30 mg l, coloración de las aguas al calentarse. Cambia el sabor entre 0.5 y 20 mg l, se forma un pellicula ligera a partir de 5 mg l.	De con probese que es sustancia carcinogena deberá restringirse su uso.	
---	Calcio	-	-	-	-	75	-	-	-				
125.0	Magnesio	-	-	125	-	30	-	-	125		Incluye en el sabor y la dureza.		
0.001	Fenoles	-	-	-	-	0.001	0.001	-	-	Productos de la industria del gas, petróleo y desinfectantes, hospitales.	Para 0.05 mg l se daña el sabor. A partir de 0.002 mg l produce olor fétido. Provoca molestias al estómago e intestinos.	La concentración límite no puede fijarse con exactitud, ya que en los análisis se usen sustancias fenólicas.	
250.0	Sulfatos - Magnesio en sulfato de sodio	240	-	250	-	200	250	-	80 - 250				
---		-	-	-	-	-	-	-	-				

Continuación cuadro 5

Concentraciones máximas permisibles de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán <sup>1</sup> de normas para agua potable, al reglamento francés <sup>2</sup> , al reglamento de la OMS <sup>3</sup> europea, al reglamento del Servicio de Sanidad Pública de los Estados Unidos <sup>4</sup> y al reglamento de la oficina de normas de Checoslovaquia <sup>5</sup> .													
S.S.A	Parámetro	Concentraciones límite (mg/l)							Generalidades				
		F.W.V (1) (1975)		F.R.T (2) (1971)		W.H.O (3) (1972)		U.S.P.H.S (4) (1967)		C.N.S (5) (1964)	Proveniencia	Efectos	Observaciones
		Adm. <sup>3</sup>	Esq. <sup>2</sup>	Adm.	Red. <sup>5</sup>	Adm.	Rec.	Permisible	Permisible				
250.0	Cloruros	-	-	250	-	200	-	250	50		Límite para sabor 250 mg/l. 350 mg/l. provocadía- rreas, corrosión en tuberías de agua caliente.	No ha sido defini- da su obsolescen- cia para el inter- cambio iónico.	
1.5	Fluoruros	1,5	-	-	-	1,5	0,8 - 1,7(3)	1,6 - 3,4(3)	1,0	CaF <sub>2</sub> -industria si- derúrgica, del vi- drio y obtención de aluminio. CaF <sub>2</sub> -fluorita. AlF <sub>3</sub> . 3NaF-krig- lita. CaF <sub>2</sub> . 3Ca <sub>3</sub> (PO <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> apatita.	Fluoruros > 400 mg/l. veneroso 4g con mortales. Mezclado con cal- cio es inconstante. Daña los dientes, la cara y las uñas. Para ingestión de 10-15 mg/l produ- ce osteoesclero- sis.	Para jóvenes es suficiente 1,5 mg/l para comba- tir la caries. De- pendiente de la temperatura.	
0.5	Amoníaco	-	-	-	-	0,5	-	-	0.3	Formaciones geo- lógicas con capas de todo orgánico descompuesto.	Crecimiento de organismos, cor- rrosión, proble- mas en la clora- ción.	Para concentra- ciones fluctuantes indicador de con- taminación.	
5.0	Nitratos	90	-	-	-	-	45	-	50(4)	Formaciones geo- lógicas.	Formación de me- tahnoglobina en niños de 1 a 3 me- ses. Evitar alimen- tos con ácido ef- tico.	Concentración má- xima en la alimen- tación de bebés 15 mg/l	

Concentraciones máximas permisibles de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán<sup>1</sup> de normas para agua potable, al reglamento francés<sup>2</sup>, al reglamento de la OMS<sup>3</sup> europea, al reglamento del Servicio de Sanidad Pública de los Estados Unidos<sup>4</sup> y al reglamento de la oficina de normas de Checoslovaquia<sup>5</sup>.

S.S.A.	Parámetro	Concentraciones límite (mg/l)							Generalidades				
		F.W.P. (1) (1978)		F.R. (2) (1971)		W.H.O. (3) (1972)		U.S.P.H.S. <sup>4</sup> (1962)		C.N.S. (5) (1964)	Proveniencia	Efectos	Observaciones
		Adm. (a)	Exp. (b)	Adm. (a)	Res. (c)	Adm. (a)	Res. (b)	Permisible	Permisible				
---	Fosforos	-	-	-	-	-	-	-	1	Aguas negras fangosas.	Fosforos condensados no aceptables en aguas potables. Abandonan el cuerpo por la orina.	Fosforos condensados en el agua potable no son absorbidos por el cuerpo.	
---	Acido sulfúrico	-	-	-	-	-	-	-	Inadmisible	Descomposiciones orgánicas, fábricas de azúcar.	Actúa igual que el cloruro. Irrita las vías respiratorias.		
---	CO <sub>2</sub> libre	-	-	-	-	-	-	-	-		Corrosión, soluble en metales.		
---	Oxígeno	-	-	-	-	-	-	-	-			Mayor que 6 mg/l protección contra la incrustación.	
---	Dureza de carbonatos (calcio, magnesio, compuestos hidrogenados)	-	-	-	-	-	-	-	-	A través de carbonatos y bicarbonatos de calcio y magnesio.		Necesaria una protección contra incrustación. Dureza temporal y permanente.	
---	Dureza de no carbonatos.	-	-	-	-	-	-	-	-	A través de sulfatos, cloruros, nitratos, fosforos, silicatos de calcio y magnesio.			

Concentraciones máximas permitidas de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán<sup>1</sup> de normas para agua potable, al reglamento francés<sup>2</sup>, al reglamento de la OMS<sup>3</sup> en su parte I, al reglamento del Servicio de Salud Pública de los Estados Unidos<sup>4</sup> y al reglamento de la oficina de normas de Checoslovaquia<sup>5</sup>.

S.S.A.	Parámetro	Concentraciones Límite (mg/l)							Generalidades				
		F.W.S. (1975)		F.R. (1971)		W.H.O. (1972)		U.S.P.H.S. (1962)		C.N.S. (1964)	Proveniencia	Efectos	Observaciones
		Adm. <sup>a</sup>	Esp. <sup>b</sup>	Adm.	Res. <sup>c</sup>	Adm.	Res.	Adm.	Permi. <sup>d</sup>	Permisible			
300.0	Dureza total	-	-	30 <sup>gr</sup>	-	100 <sup>(5)</sup>	-	-	-	-	Adición de dureza	Incrustación de tuberías, consumo excesivo de jabonaduras.	Referido a CaCl <sub>2</sub> óptimo 100mg/l CaCO <sub>3</sub> , óptimo 8-12; 2.9-4.3 meq/l límite 2-40 <sup>l</sup> 0.7-14.3 meq/l
---	Jabones	-	-	-	-	-	0.5	-	-	-	Jabones y desinfectantes.	Predomina la tensoacción catiónica (también como desinfectante de sustancias tóxicas como aniones.	Descomposición tóxica a ligeros en gran parte en el suelo.
---	Aromáticos, polifenoles y ácidos carboxílicos.	0.0002 <sup>e</sup>	-	-	-	-	-	-	-	-	1) Fluorantes. 2) 3,4-Benz fluorantes. 3) 1,1,2-Benz fluorantes. 4) 3,4-Benz pirenos. 5) 1,1,2-Benz peripirenos. 6) Indeno (1,2,3) pirenos.	Productores de cáncer.	
---	Pesticidas. a) Insecticidas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Organos clorados	Daños directos al contacto.	

Concentraciones máximas permisibles de elementos en el agua potable de acuerdo al reglamento alemán<sup>1</sup> de normas para agua potable, al reglamento francés<sup>2</sup>, al reglamento de la OMS<sup>3</sup> europea, al reglamento del Servicio de Sanidad Pública de los Estados Unidos<sup>4</sup> y al reglamento de la oficina de aguas de Checoslovaquia<sup>5</sup>.

S.S.A.	Parámetro	Concentraciones límite (mg/l)								Generalidades			
		T.W.P. (4) (1975)		F.R.G. (1971)		W.H.O. (3) (1972)		U.S.P.H.S. (4) (1962)		O.M.S. (3) (1961)	Proveniencia	Efectos	Combinaciones
		Adm. <sup>(a)</sup>	Esp. <sup>(b)</sup>	Adm. <sup>(b)</sup>	Re. <sup>(c)</sup>	Adm.	Re.	Perm. <sup>(d)</sup>	Permisible				
---	b) Insecticidas sistémicos.	-	-	-	-	-	-	-	-	Uniones orgánicas fosfóricas	Daños por ingestión de insecticidas en las plantas.		
---	c) Herbicidas	-	-	-	-	-	0,2	-	-	Derivados de los fenólicos halogenados.			
---	d) Carbamatos	-	-	-	-	-	-	-	-	Insecticidas y fungicidas.			

- (a) Admisible.
- (b) Esperado.
- (c) Recomendado.
- (d) Máximo permisible.

CUADRO 6

CLASIFICACION DE LAS AGUAS PARA RIEGO POR EL CONTENIDO DE SALINIDAD Y SODIO

27

Clasificación	A p l i c a c i ó n
Salinidad baja (C1)	Puede usarse para riego de la mayor parte de los cultivos y en casi cualquier tipo de suelo con muy poca probabilidad de que se desarrollen problemas de salinidad. Si el suelo necesitara algún lavado, éste se logra en condiciones normales de riego, excepto cuando se trata de suelos de muy baja permeabilidad.
Salinidad media (C2)	Puede usarse siempre y cuando haya un grado moderado de su uso. En casi todos los casos y sin necesidad de prácticas especiales de control de salinidad, se pueden desarrollar las plantas moderadamente tolerantes a las sales.
Salinidad alta (C3)	No puede usarse en suelos cuyo drenaje sea deficiente. Aún con drenaje adecuado se pueden necesitar prácticas especiales de control de la salinidad, debiendo por lo tanto, seleccionarse únicamente aquellas especies vegetales muy tolerantes a las sales.
Salinidad muy alta (C4)	No es propia para riego bajo condiciones ordinarias, pero puede usarse ocasionalmente en circunstancias muy especiales. Los suelos deben ser permeables y el drenaje adecuado, debiendo aplicarse un exceso de agua para lograr un buen lavado; en este caso se deben seleccionar cultivos altamente tolerantes a las sales.
Agua baja en sodio (S1)	Puede usarse para riego en la mayoría de los suelos con poca probabilidad de alcanzar niveles peligrosos de sodio intercambiable. No obstante, los cultivos sensibles como algunos frutales y aguacates, pueden acumular cantidades perjudiciales de sodio.
Agua media en sodio (S2)	En suelos de textura fina el sodio representa un peligro considerable, más aún si dichos suelos poseen una alta capacidad de intercambio de cationes, especialmente bajo condiciones de lavado deficiente, a menos que el suelo contenga yeso. Estas aguas solo pueden usarse en suelos de textura gruesa o en suelos orgánicos de buena permeabilidad.
Agua alta en sodio (S3)	Puede producir niveles tóxicos de sodio intercambiables en la mayor parte de los suelos, por lo que estos necesitarán prácticas especiales de manejo (buen drenaje, fácil lavado y adiciones de materia orgánica).

El.: Reúso del agua en la agricultura, la industria, los municipios y en la recarga de acuíferos. Subsecretaría de Planeación, SRII, Enero de 1975.

CUADRO 7

REQUISITOS DE CALIDAD DE AGUA PARA RIEGO EN FUNCION DEL  
CONTENIDO DE BORO

Clases de agua para riego	Contenido de boro, mg/l		
	Tipo de suelo		
	Sensible (frutales, nueces, frijol, etc.)	Semitolerante (cereales, vegetales, algodón, etc.)	Tolerante (alfalfa, remolacha, esparrago, etc.)
Excelente	0.33	0.67	1.0
Buena	0.33 - 0.67	0.67 - 1.33	1.0 - 2.0
Permisible	0.67 - 1.0	1.33 - 2.0	2.0 - 3.0
Dudosa	1.0 - 1.25	2.0 - 2.5	3.0 - 3.75
Inadecuada	> 1.25	> 2.5	> 3.75

Ref. : Uso Agrícola de las Aguas Negras, Publicación Septiembre de 1970 de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, S.R.H.



## CUADRO 8

REQUISITOS DE CALIDAD DE AGUA PARA RIEGO EN FUNCION  
DE DIVERSOS METALES

Elemento	Uso continuo en todo tipo de suelo (mg/l)	Uso en suelo de textura fina (mg/l)
Aluminio	1.0	---
Arsénico	1.0	10.0
Berilio	0.5	1.0
Boro	0.5	2.0
Cadmio	0.05	0.05
Cromo	5.0	20.0
Cobalto	0.2	10.0
Cobre	0.2	5.0
Litio	5.0	5.0
Manganeso	2.0	---
Molibdeno	0.005	0.05
Níquel	0.5	2.0
Plomo	5.0	20.0
Selenio	0.05	0.05
Vanadio	10.0	10.0
Cinc	5.0	10.0

Ref.: Reúso del agua en la agricultura, la industria, los municipios y en la recarga de acuíferos. Subsecretaría de Planeación, SRH, Enero de 1975.

CUADRO 9

REQUISITOS DE CALIDAD DE AGUA PARA USO AGRICOLA EN FUNCION  
DE LA SALINIDAD

Condición del suelo	Salinidad potencial, meq/l		
	Recomendable	Poco recomendable	No recomendable
Textura pesada, baja velocidad de infiltración (0.5 cm/hr), nivel freático.	< 3.0	3.0 - 5.0	> 5.0
Textura media, velocidad de infiltración (2 cm/hr), nivel freático poco profundo.	< 5.0	5.0 - 10.0	> 10.0
Textura ligera, velocidad de infiltración alta (> 2 cm/hr), nivel freático profundo.	< 7.0	7.0 - 15.0	> 15.0

Ref.: Instructivo para el muestreo, registro de datos e interpretación de la calidad del agua para riego agrícola, Colegio de Posgraduados ENA, Oscar Palacios V. y Everardo Aceves N.

300

28

CUADRO 10

REQUISITOS DE CALIDAD DEL AGUA PARA USO AGRICOLA

Parámetro	Calidad del agua		
	Recomendable	Poco recomendable	No recomendable
Conductividad específica, mhos/cm.	250	250 - 750	>750
Salinidad potencial, meq/l	<3.0	3.0 - 15.0	>15.0
Carbonato de sodio residual, meq/l.	<1.25	1.25 - 2.5	>2.5
Boro, mg/l	<0.3	0.3 - 4.0	>4.0
Cloruros, meq/l	<1.0	1.0 - 5.0	>5.0
Relación de adsorción de sodio (RAS).	<10	10 - 18	>18

Ref.: Reúso del agua en la agricultura, la industria, los municipios y en la recarga de acuíferos. Subsecretaría de Planeación, SRH, Enero de 1975.

REQUISITOS DE CALIDAD PARA USO RECREATIVO

Determinación	Contacto directo		Navegación y estética	
	Umbral apreciable	Umbral limitante	Umbral apreciable	Umbral limitante
Coliformes, NMP/100 ml	1 000 (1)	(2)	---	---
Sólidos visibles originarios de aguas negras.	Ninguno	Ninguno	Ninguno	Ninguno
SAAM (Detergente), mg/l	1 (1)	2	1 (1)	5
Sólidos suspendidos, mg/l	20 (1)	100	20 (1)	100
Aceite y grasa flotante, mg/l	0 (1)	5	0	10
Grasa y aceites emulsionados, mg/l	10 (1)	20	20 (1)	50
Turbiedad (unidades en la escala de sílice)	10 (1)	50	20 (1)	(3)
Color (unidades platino cobalto)	15 (1)	100	15 (1)	100
Número de olor incipiente	32 (1)	256	32 (1)	256
Ambito de pH.	6.5 - 9.0	6.0 - 10.0	6.5 - 9.0	6.0 - 10.0
Temperatura máxima, °C	30	50	30	50
Transparencia (disco de Secchi), m.			6 (1)	(3)

- (1) Este valor no debe exceder de 20% en una serie de 20 muestras consecutivas o en ninguna de tres muestras consecutivas.
- (2) No se puede especificar concentración límite cuando se trate de evidencia epidemiológica, considerando que no es evidente contaminación fecal. "Umbral apreciable" representa el nivel al cual la gente empieza a notarlo o a quejarse. "Umbral limitante" es el nivel al cual el uso recreativo se prohíbe o se afecta seriamente.
- (3) Ninguna concentración que probablemente se encuentre en las aguas superficiales, impedirá su uso.

Referencia: Tomado del U.S. Department of Interior Federal Water Pollution Control Administration.  
Robert S. Kerr Research Center ADA, Oklahoma.

REQUISITOS DE CALIDAD DEL AGUA PARA USO EN LA GENERACION DE VAPOR

Componente en mg/l ó unidad indicada)	Agua de alimentación a caldera, calidad de agua interior a la adición de sustancias para acondicionamiento interno			
	I n d u s t r i a l			
	Baja presión 0-150 Psig	Presión intermedia 150-700 Psig	Alta presión 700-1500 Psig	Servicios eléctricos 1500-5000 Psig
Sílice (SiO <sub>2</sub> )	30	10	0.7	0.01
Aluminio (Al)	5	0.1	0.01	0.01
Hierro (Fe)	1	0.3	0.05	0.03
Manganeso (Mn)	0.3	0.1	0.01	(3)
Calcio (Ca)	(1)	(2)	(2)	(3)
Magnesio (Mg)	(1)	(2)	(2)	(3)
Amoníaco (NH <sub>4</sub> )	0.1	0.1	0.1	0.7
Bicarbonato (HCO <sub>3</sub> )	170	120	48	(3)
Sulfato (SO <sub>4</sub> )	(1)	(1)	(1)	(3)
Cloruro (Cl)	(1)	(1)	(1)	(3)
Sólidos disueltos	700	500	200	0.5
Cobre (Cu)	0.5	0.05	0.05	0.02
Cinc (Zn)	(1)	(2)	(2)	(3)
Dureza (CaCO <sub>3</sub> )	20	(2)	(2)	(2)
Acidez mineral libre (CaCO <sub>3</sub> )	(2)	(2)	(2)	(2)
Alcalinidad	140	100	40	(2)
ph unidades	8.0-10.0*	8.2-10.0	8.2-9.0	8.8-9.2
Color unidades	(1)	(1)	(1)	(1)
Orgánicas:				
Sustancias activas al azul de metileno	1	1	0.5	(2)
Extracto de carbón en tetracloruro	1	1	0.5	(2)
Demanda química de oxígeno (O <sub>2</sub> )	5	5	0.5	(2)
Oxígeno disuelto (O <sub>2</sub> )	2.5	0.007	0.007	0.007
Temperatura (°F)	(1)	(1)	(1)	(1)
Sólidos suspendidos	10	5	(2)	(2)

(1) Aceptado como se recibe (si reúne las condiciones de sólidos totales, u otros valores límites) que nunca se han tenido problemas en concentraciones.

(2) Cero, no detectable para la planta.

(3) Controlado por tratamiento por otros constituyentes.

Nota: Aplicación de valores que deben ser basados sobre la parte 23 ASTM.

APHA, Métodos Estándar para el Examen de Aguas y Aguas de Desecho.

Ref.: Eloy Urroz J., Calidad de agua para diversos usos, recopilación bibliográfica, Secretaría de Recursos Hidráulicos.

REQUISITOS DE CALIDAD DEL AGUA PARA USO EN ENFRIAMIENTO

C o m p o n e n t e (mg/l ó unidad indicada)	Agua de un solo paso		Repuesto de agua para recirculación	
	Dulce	Salmuera*	Dulce	Salmuera
Sílice (SiO <sub>2</sub> )	50	25	50	25
Aluminio (Al)	(1)	(1)	0.1	0.1
Hierro (Fe)	(1)	(1)	0.5	0.5
Manganeso (Mn)	(1)	(1)	0.5	0.02
Calcio (Ca)	200	420	50	420
Magnesio (Mg)	(1)	(1)	(1)	(1)
Amoniaco (NH <sub>4</sub> )	(1)	(1)	(1)	(1)
Bicarbonato (HCO <sub>3</sub> )	600	140	24	140
Sulfato (SO <sub>4</sub> )	680	2700	200	2700
Cloruro (Cl)	600	19000	500	19000
Sólidos disueltos	1000	35000	500	35000
Cobre (Cu)	(1)	(1)	(1)	(1)
Cinc (Zn)	(1)	(1)	(1)	(1)
Dureza (CaCO <sub>3</sub> )	850	6250	130	6250
Acidez mineral libre (CaCO <sub>3</sub> )	(2)	(2)	(2)	(2)
Alcalinidad (CaCO <sub>3</sub> )	500	115	20	115
Potencial hidrógeno, unidades	5.0 - 8.3	6.0 - 8.3	(1)	(1)
Color, unidades	(1)	(1)	(1)	(1)
Orgánicas:				
Sustancias activas al azul de metileno.	(1)	(1)	1	1
Extracto de carbón de tetracloruro	(3)	(3)	1	2
Demanda química de oxígeno (O <sub>2</sub> )	75	75	75	75
Oxígeno disuelto (O <sub>2</sub> )	(1)	(1)	(1)	(1)
Temperatura, ° F	(1)	(1)	(1)	(1)
Sólidos suspendidos	5000	2500	100	100

\* Salmuera, contiene más de 1000 mg/l de sólidos por definición del Censo de Manufacturas, 1963.

- (1) Aceptado como se recibe, si reúne las condiciones de sólidos totales u otros valores límites y que nunca se han tenido problemas en concentraciones.
- (2) Cero, no detectable para la prueba.
- (3) Aceite no flotante.

Ref: Eloy Urroz J. Calidad de agua para diversos usos, recopilación bibliográfica Secretaría de Recursos Hídricos, 1973.

REQUISITOS DE CALIDAD DEL AGUA DE PROCESO DE LAS PRINCIPALES INDUSTRIAS  
DEL VALLE DE MEXICO

Tipo de industria	Turbiedad	Color	Dureza	Alcalinidad	pH	Sólidos disueltos totales	Fe y Mn
Papel y celulosa:							
Madera	50	20	180	--	--	---	1.0
Kraft	25	15	100	--	--	300	0.2
Sulfito	15	10	100	--	--	200	0.1
Papel liviano	5	5	50	--	--	200	0.1
Alimentos:							
General	10	--	---	--	--	---	0.2
Legumbres	10	--	25-75	--	--	---	0.2
Dulcerías	--	--	50	--	--	100	0.2
Panadería	10	10	---	--	--	---	0.5
Refrescos	2	10	250	50	--	850	0.3
Cervecería							
Clara	10	--	---	75	6.5-7	500	0.1
Obscura	10	--	---	150	7.0	1000	0.1
Hielo	1-5	5	---	30-50	--	300	0.2
Textiles:							
General	5	20	20	--	--	---	0.25
Tinturas	5	5-20	20	--	--	---	1.0
Lavado de lana	--	70	20	--	--	---	---
Rayón:							
Producción	5	5	3	50	--	---	0.05
Fabricación	0.3	--	55	--	7.8-8.3	---	0.1
Plásticos transparentes	2	2	--	--	--	200	0.02
Lavanderías	--	--	50	--	--	---	0.2
Tenedurías	20	10-100	50-155	133	8.0	---	0.2

Ref.: Eloy Uribe J. Calidad de agua para diversos usos, recopilación bibliográfica. Secretaría

### 3. Importancia de la calidad en los sistemas de abastecimiento

La elaboración de proyectos de sistemas de abastecimiento de agua potable debe considerar la calidad del agua ya que en ocasiones puede ser corrosiva o incrustante.

Se dice que una agua es estable químicamente cuando no se disuelve o deposita carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ) <sup>1/</sup>; así para que un agua sea estable, el carbonato de calcio en solución debe estar en equilibrio con la concentración de iones hidrógeno (pH). El equilibrio del ion carbonato (figura 3) es usualmente de interés cuando se manejan aguas naturales o tratadas para uso potable. En la figura se observa que los equilibrios están interrelacionados y que la actividad del ion hidrógeno está involucrada directamente en tres equilibrios e indirectamente en los otros dos.

<sup>1/</sup> El carbonato de calcio es un indicador de la acidez, alcalinidad y dureza presentes en el agua.



El valor del pH al cual el agua alcanzará el equilibrio con los iones carbonato, bicarbonato y con el dióxido de carbono en solución, se conoce como pH de saturación. El agua a este valor de pH, no disolverá o depositará carbonato de calcio en la tubería, es decir no habrá corrosión o incrustación en la misma.

La diferencia entre el valor de pH medido en el agua y el valor de pH de saturación determinado, se denomina Índice de Saturación:

$$I_s = pH - pH_s$$

- donde  $I_s$  = Índice de saturación
- $pH$  = Valor de pH medido en el agua
- $pH_s$  = Valor del pH de saturación

Un valor positivo del  $I_s$  es una indicación de que el agua se encuentra sobresaturada con  $CaCO_3$  y lo depositará en la tubería, incrustándola, mientras que un valor negativo indica que el agua está insaturada y tenderá a disolver el  $CaCO_3$  provocando corrosión en las líneas de conducción; en consecuencia si el valor de  $I_s = 0$ , indica que el agua estará en equilibrio con el  $CaCO_3$  y será estable químicamente.

Las normas de calidad del agua potable de la República de Brasil, establecen que el índice de saturación puede tener valores de  $\pm 1.0$  como límites permisibles; por el contrario las recomendaciones de la Comunidad Europea de Naciones señalan que el índice debe ser cero. En la literatura técnica se recomiendan valores de  $I_s$  de  $\pm 0.5$ .

Existen otros parámetros de calidad que es importante su consideración como es el caso de sólidos sedimentables y suspendidos ya que pueden ocasionar azolves en las líneas de conducción y distribución de agua.

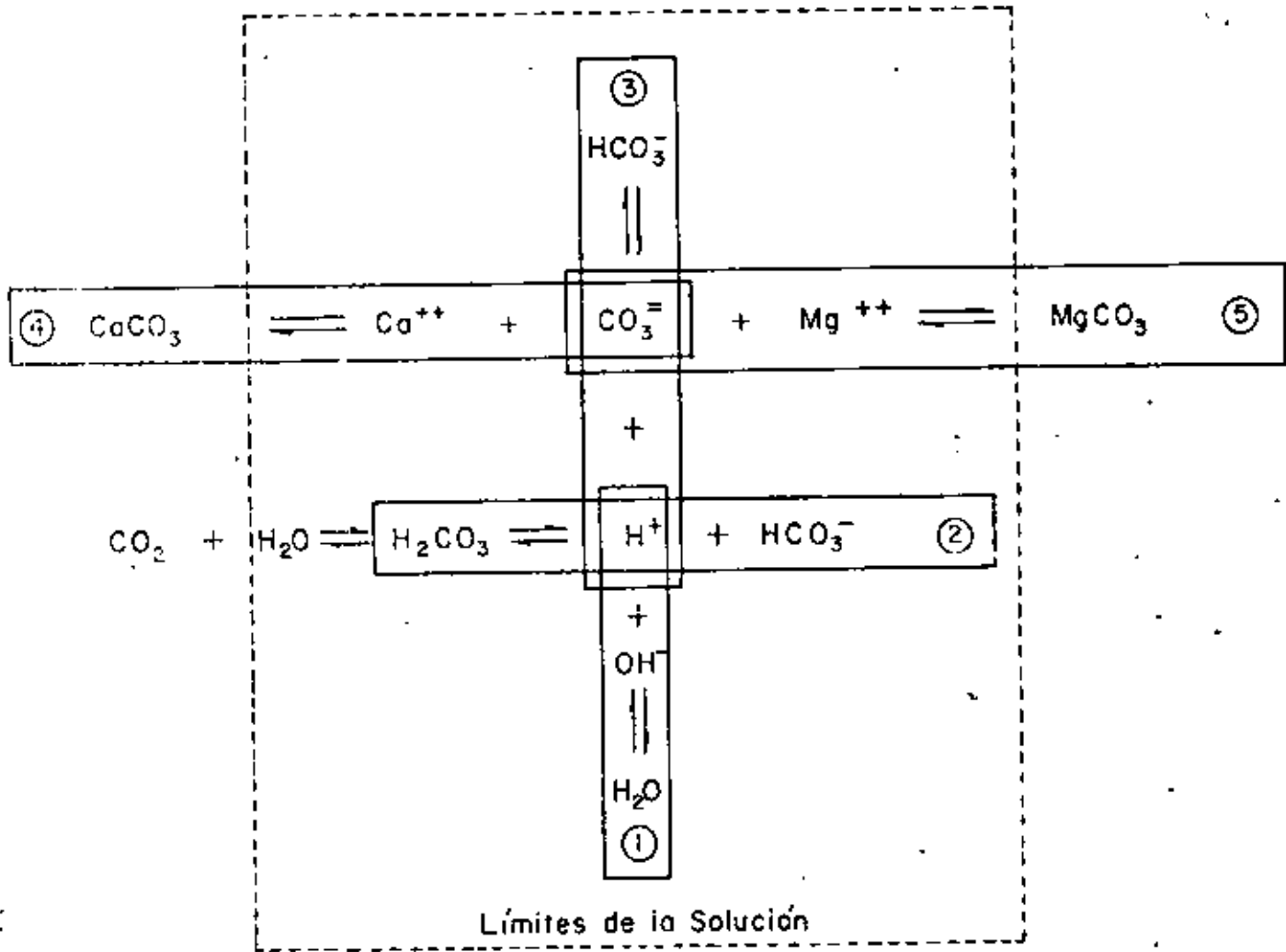


FIGURA 3

Equilibrio del ion carbonato en el agua saturada con  $\text{CaCO}_3$ ,  $\text{MgCO}_3$  y  $\text{CO}_2$ .

4. Factores que influyen en la calidad del agua por deficiencias en el diseño, operación y mantenimiento.

Existen gran cantidad de factores que pueden afectar la calidad del agua, desde la captación hasta la entrega, los cuales se pueden relacionar con tres tipos de actividades:

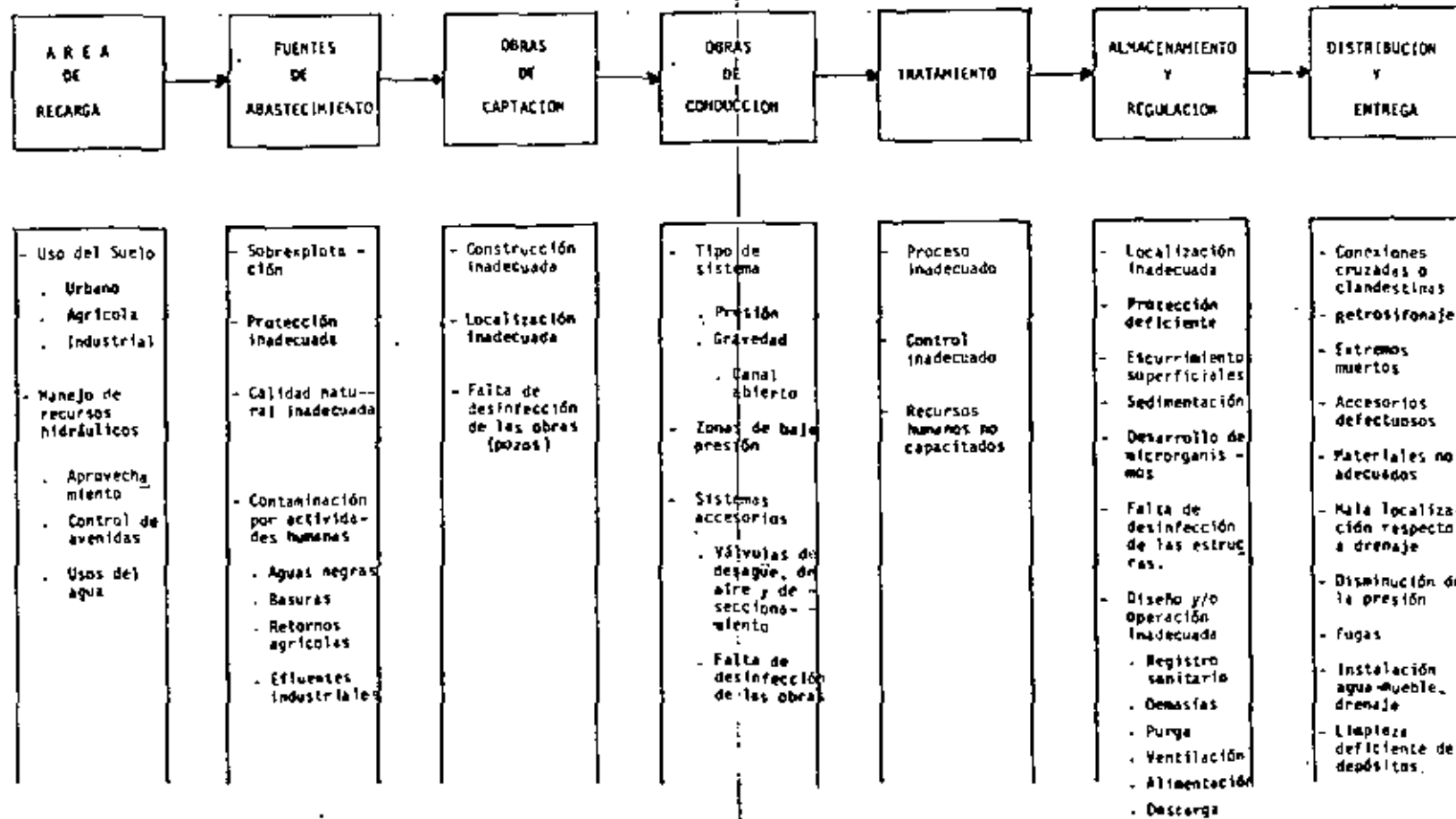
- . Diseño
- . Operación
- . Mantenimiento

En la figura 4 muestran los factores adversos que tienen influencia sobre la calidad del agua en los siguientes puntos de un sistema de abastecimiento de agua potable:

- . Area de recarga
- . Fuentes de abastecimiento
- . Obras de captación

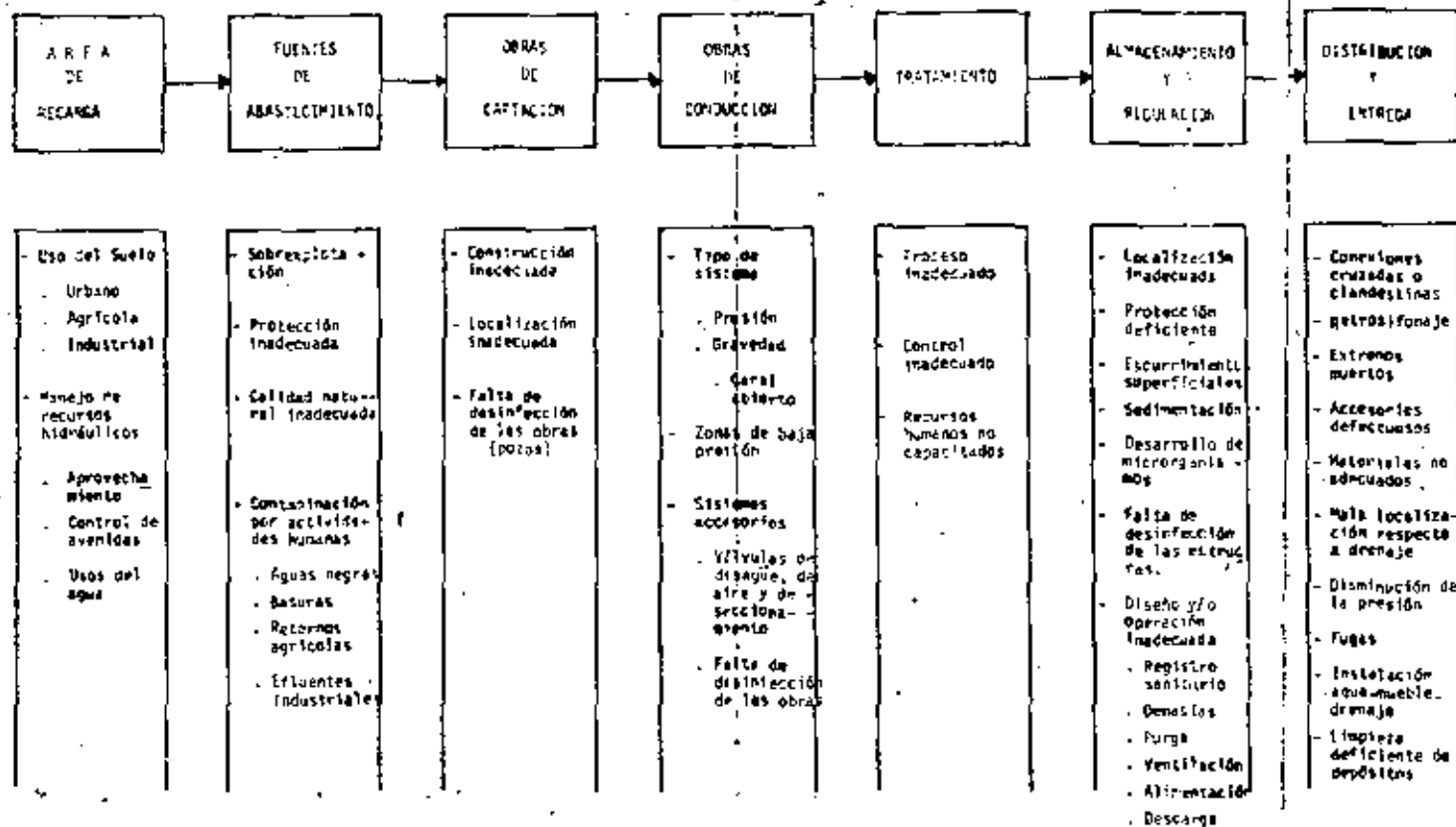
- . Obras de conducción
- . Sistemas de tratamiento
- . Almacenamiento y regulación
- . Distribución y entrega

FIGURA 4



FACTORES QUE AFECTAN LA CALIDAD DEL AGUA POR DISEÑO, OPERACION Y MANTENIMIENTO DEFICIENTE.

FIGURA 4



FACTORES QUE AFECTAN LA CALIDAD DEL AGUA POR DISEÑO, OPERACION Y MANTENIMIENTO DEFICIENTE.

## 5. Desinfección

La desinfección del agua, probablemente, ha sido practicada por milenios, no obstante que al principio no se entendían claramente los principios involucrados en ella. (Se tienen datos históricos que muestran que se ha venido recomendando hervir el agua, al menos desde 500. D.C.)

El uso de agentes químicos (como el cloro) para la desinfección del agua se efectuó en 1890, para experimentos relacionados con estudios de filtración en Louisville, Ky, EUA. En el año de 1897 el suministro de agua contaminada de Maidstone, Inglaterra, se trató con cal clorada como una medida temporal de control; el agua contaminada ocasionó una epidemia de fiebre tifoidea.

La primera vez que se usaron estos productos en forma continua, fue en Bélgica a principios de 1902, con el doble propósito de ayudar a la coagulación química y de convertir el agua en bacteriológicamente "segura"

En los Estados Unidos la primera aplicación continua de desinfectantes químicos fue en el suministro de agua potable de la ciudad de Jersey, N.J. en 1908. Este sistema de potabilización fue revisado integralmente aún por la Corte de Justicia de ese estado y se demostró, mediante el testimonio de expertos, que el tratamiento no era nocivo para la potabilidad del agua, para el sistema de distribución y para la salud de los usuarios siendo aceptado por su eficacia y seguridad.

En los proyectos de sistemas de abastecimiento de agua potable es conveniente considerar la limpieza y desinfección de las líneas de conducción y distribución, con objeto de asegurar que la calidad original del agua no se vea afectada durante la operación del mismo.

Los requisitos sanitarios para la limpieza y desinfección de tuberías de sistemas de distribución son:

- Cantidad suficiente de agua y presión adecuada
- Conservar la calidad del agua
- Circulación efectiva del agua. Ausencia de extremos muertos
- Sistema estanco. Evitar fugas y presiones bajas
- Tendido de tuberías que no afecten aguas de diferente calidad a la potable
- Cuidado con cruces de líneas de agua potable y de alcantarillado
- Evitar desagües de accesorios e cajas o líneas que conduzcan aguas residuales o pluviales
- Evitar las "conexiones cruzadas"
- Realizar un número mínimo de análisis bacteriológicos (Recomendaciones de la OMS)



## Desinfección de tuberías

Se apoya en el estándar C601-58 de la American Water Works Association (AWWA) de los EUA.

### Aplicación:

Líneas nuevas y líneas existentes que se hayan reparado por instalación de tramos nuevos.

Contaminación de tubos. En el almacenamiento, durante la manipulación y en las zanjas.

Medidas preventivas durante la construcción

Formas del cloro para la desinfección

Métodos de aplicación del cloro

Pruebas bacteriológicas

Repetición de procedimientos

Procedimientos después de reparaciones de líneas de conducción de agua existentes

Limpieza de tubos. En el caso de requerirse, se llevan y friegan las superficies interiores con agua o con soluciones bactericidas como son las soluciones de cloro, hipoclorito de sodio o de calcio.

Lavado inicial. Antes de la desinfección, se hace correr al agua a una velocidad no menor de 0.8 m/s y con la presión disponible. Con este procedimiento se remueven las partículas no adheridas con firmeza. Se realiza después de las pruebas de presión hidrostática.

Desinfección. Se aplica cloro en las formas siguientes, por orden de preferencia:

- . Gas cloro en solución acuosa
- . Soluciones de hipoclorito de sodio
- . Soluciones de hipoclorito de calcio de alta concentración
  - Perclorón
  - HTH , etc.
- . Soluciones de cal clorada

Dosis. Las dosis varían de 25 a 100 mg/l. La inferior se emplea cuando los tiempos de retención son del orden de 24 horas, la superior cuando los tiempos de retención son menores. El tiempo mínimo de desinfección debe ser una hora .

El análisis de cloro libre residual después de 24 horas, o del tiempo mínimo de retención deberá señalar concentraciones mayores o iguales a 10 mg/l.

#### Puntos de aplicación

- . Principio de la tubería
- . En una sección donde se localice una válvula de compuerta . Se emplea una llave de inserción localizada cerca de la válvula
- . En los sistemas nuevos, se aplica el desinfectante en las estaciones de bombeo o desde los tanques de regulación o almacenamiento.
- . Estructuras de almacenamiento o regulación, cuando éstas son nuevas.

Desinfección de válvulas e hidrantes. Mientras las tuberías

se llenan con la solución de cloro, las válvulas e hidrantes se operan para que también se desinfecten.

**Lavado final y pruebas.** Después de la desinfección, toda el agua clorada se descargará hasta que el agua que la reemplaza sea cristalina, no tenga olor perceptible a cloro, y sea de calidad satisfactoria según análisis bacteriológicos. Se debe comprobar la calidad del agua bajo condiciones normales de operación y uso ( 3 o 4 días después de la desinfección ).

Si los análisis indican que el agua no es segura, se repetirá la desinfección para obtener resultados satisfactorios. Si esto persiste se investigará cuidadosamente cuales son las causas de la contaminación del agua, para aplicar las medidas correctivas pertinentes.

#### Procedimientos.

##### Aplicación de gas cloro

La aplicación en solución es el mejor método de desinfección. Se requiere un clorador portátil con manguera, llave de inserción y un tubo difusor de plata. En la tabla 5 aparecen las velocidades de aplicación del gas cloro con diferentes gastos de agua para lograr una concentración de 50 mg/l

Se controlará que el agua en la tubería corra lentamente durante la aplicación del cloro.

- a) Se instala en la tubería la llave de inserción con un difusor de cloro
- b) Se hace el lavado inicial
- c) Se abre la válvula o hidrante aguas abajo del tramo por desinfectar, hasta que el agua descargue con un gusto saliciculado. Al clorador se le proporciona una presión de por lo menos tres veces la de la tubería.
- d) Se toman muestras en la descarga, y se continúa el tratamiento hasta que se obtenga un agua fuertemente clorada
- e) Se suspende la entrada de agua y de cloro
- f) Se deja actuar el agua clorado por un periodo de preferencia de 12 o 24 h
- g) Al final de ese periodo, se procede al lavado final, hasta que corra agua cristalina y sin olor perceptible a cloro

#### Aplicación de sales de cloro

Se pueden preparar soluciones concentradas, disolviendo hipocloritos de calcio o cal clorada en volúmenes determinados de agua, se aplican como hipocloradores comerciales.

El gasto de descarga de la tubería se selecciona considerando el diámetro y la longitud para reducir el tiempo de introducción de la solución desinfectante.

Los hipocloradores no funcionan bien con soluciones muy concentradas y que lleven material sin disolver, ver tablas 6 y 7 para preparar y aplicar soluciones

DESINFECTACION DE TUBERIAS

T A B L A 5

Velocidades de aplicación de gas cloro en la desinfección de tuberías, para proporcionar una dosis de 50 ppm con diferentes gastos de agua.

Gasto de descarga ( l/min )	Gas cloro ( kg/24 h )
40	2.88
60	5.76
140	10.08
200	14.4
300	21.6
400	28.8
1000	72.0

DESINFECCIÓN DE TUBERIAS

T A B L A 6

Cantidades requeridas de HTH, Perclorón o cal clorada para preparar 10 litros de solución concentrada para la desinfección de tuberías, de manera de dosificar 50 ppm de cloro con diferentes gastos de agua.

<u>Gasto de descarga ( l/min )</u>	<u>Gramos de HTH o Perclorón ( 70% de cloro equivalente. )</u>	<u>Gramos de cal clorada ( 25% de cloro equivalente ).</u>
40	195	525
80	390	1050
140	603	1637
200	975	2625
300	1463	3937
400	1950	5250

RE T A: Se tomó como gasto de aplicación de la solución el correspondiente a un hipoclorador comercial ( 0.16 litros por minuto ).

DESINFECCION DE TUBERIAS

T A B L A 7

Tiempos requeridos en minutos para llenar con agua clorado 30 metros de tubería.

Gasto de descarga ( l/min )	D i a m e t r o s      p u l g					
	2	4	6	8	10	12
40	2	6	14	24	32	55
80	-	3	7	12	19	29
140	-	2	4	7	11	18
200	-	-	3	5	8	13
300	-	-	2	3	5	8
400	-	-	-	2	4	6

## G. Referencias

AWWA "Water Quality and Treatment", Mc Graw Hill Book Co., New York, 1973

Rich L.G. "Unit Process of Sanitary Engineering" John Wiley and Sons,  
New York, 1963

Rich L.G. "Environmental Engineering Systems", Mc Graw Hill Book Co,  
New York, 1971

Castagnino W.A. "Criterios de Calidad de Aguas ". CEPIS, Lima Perú 1977

Mc Kee and Wolf "Water Quality Criteria". California Water Pollution Control  
Boqrd. Sacramento, California 1963

Salvato J.A, Jr., "Environmental Engineering and Sanitation",  
John Wiley & Sons, Nueva York (1978)

Clark, K.W, Vieasman, W., y Hammer M. J. "Water Supply and  
Pollution control", Harper & Row Publ Nueva York, (1977)

AWWA Especificación C601-69, Journal of the American Water Works  
Associaton, Sep 1968



Babbitt H. E., Dolend, J. J. Cleasby J. L. "Water Supply y  
Engineering", Mc. Graw Hill, Nueva York, 9a. edición.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTICIMIENTO DE AGUA

ESTANDAR DE LA AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION PARA LA  
DESTINFECCION DE LINEAS DE CONDUCCION DE AGUA  
(COMPRENDE TUBERÍAS DE REDES PRIMARIA Y SECUNDARIA)

ING. IGNACIO CASTILLO ESCALANTE

SEPTIEMBRE, 1983

P R E F A C I O

Este prefacio es sólo para información y no forma parte del estándar.

El primer estándar de la AUA para la desinfección de líneas de conducción de Agua se aprobó por el Consejo de Directores en 1947 y se publicó como " 7 D.2 - 1948 - Procedimiento para Desinfección de Líneas de Conducción de Agua ". Se revisó y aprobó un procedimiento por el Consejo en 1953, y se publicó como " C 601 - 54 ".

Este estándar incorpora un número importante de cambios. Primero, el método establecido de " flujo continuo " para análisis de cloro se ha complementado con otros dos, el de la tableta y el de bloque. El primer método emplea tabletas de hipoclorito de sodio y se ha venido usando ampliamente en años recientes, en particular en servicios pequeños. El método es simple y por lo tanto atractivo para pequeños sistemas. Ofrece una oportunidad no prevista por otros métodos para tratar el espacio anular en las conexiones y no requiere equipo especial. La principal desventaja es que no es posible lavar la línea antes de la desinfección. Además, el método no es adecuado cuando la temperatura del agua es menor de 50°C debido a que disminuye la rapidez de disolución de las tabletas.

Segundo, la dosificación de cloro en el método de flujo continuo se ha incrementado en términos de la concentración requerida durante la aplicación y del residual requerido después de 24 h. de contacto. La mayor efectividad resultante, contrarresta el incremento en costo del método.

Tercero, se ha simplificado el procedimiento para la desinfección de líneas de conducción que se han reparado. Se proponen dos procedimientos: Cloración en bloque, y limpieza con solución de hipoclorito y enjuague. El método de bloque es el mismo que para tuberías recién colocadas, excepto que pueden emplearse concentraciones más altas de cloro y un tiempo de contacto reducido.

Cuarto, se proporciona un apéndice, en donde se describe el método de dilución por goteo para la determinación de cloro residual.

En relación con el tercer punto antes citado, generalmente es más fácil lograr una desinfección satisfactoria en el curso de la construcción de una línea de conducción que en una reparación. Las condiciones sanitarias que se crean cuando una línea de conducción se rompe o se agrieta son probablemente más difíciles de controlar. Se agrega al problema la necesidad de acelerar los trabajos. No puede esperarse que el público tolere retrasos en la restauración del servicio después de la reparación de una línea de conducción como cuando se requiere desinfectar líneas recién instaladas. Los procedimientos que se presentan en este estándar se considerarán los más efectivos y prácticos de que dispone la tecnología actual.

Cuadrillas: La desinfección adecuada requiere de ayuda del personal, no necesariamente dirigida por cuadrillas de construcción competentes; en algunos sistemas se prefiere desinfectar las líneas de conducción de agua empleando cuadrillas entrenadas especialmente. Por otro lado, la efectividad de la desinfección depende en gran medida del control de la contaminación durante la construcción, de tal manera que hay ventajas obvias en contar con una cuadrilla de construcción que tenga a su cargo la

responsabilidad para la desinfección. En cualquier caso, el IACO -  
necesita ampliamente el entrenamiento de cuadrillas para que se tome  
en cuenta el control de la concentración. Cuando el trabajo se he-  
ce bajo contrato, el superintendente responsable también debe reci-  
bir entrenamiento.

Los riesgos potenciales de salud como resultado de averías en lí-  
neas de conducción ya existentes, son generalmente mayores que - -  
aquellas que se presentan en nuevas instalaciones. Los procedimien-  
tos para desinfectar líneas reparadas no son tan confiables como -  
aquellas para nuevas líneas de conducción. Las cuadrillas responsa-  
bles de la reparación de líneas deben estar conscientes de estas -  
expectativas. Algunos sistemas incorporan este tipo de instrucción en  
sus programas de seguridad.

Delimitación. Normalmente, el sistema no está obligado a desinfectar  
líneas en propiedades privadas. Esto es importante porque la red  
de tuberías en grandes edificios o en grupos de edificios puede ser  
equivalente a un sistema de distribución pequeño.

Manejo y almacenamiento del hipoclorito: Los hipocloritos son -  
oxidantes potentes y reaccionan rápidamente con sustancias extra-  
ñas. Deben manejarse y almacenarse de acuerdo con las estrictas -  
instrucciones del fabricante. Con los hipocloritos de calcio en -  
forma sólida, los implementos usados deben estar limpios y secos; -  
si están contaminados por grasas y aceites o por otras sustancias,

puede producirse una combustión peligrosa. Los hipocloritos en  
forma líquida - incluyendo los hipocloritos de calcio en solu-  
ción acuosa - son corrosivos. Debe tenerse cuidado para evitar  
salpicaduras en general y contacto con la piel o la ropa en -  
particular. El hipoclorito de sodio es más susceptible a degra-  
darse que el compuesto seco de calcio y debe almacenarse en un  
lugar oscuro y fresco.

C O N T E N I D O

<u>T E M A</u>	<u>SECCION</u>
Generalidades	1
Procedimiento básico	2
Información complementaria que debe proporcionar el interesado	3
Medidas preventivas durante la construcción	4
Lavado preliminar	5
Formas del cloro para la desinfección	6
Métodos de aplicación del cloro	7
Lavado final	8
Pruebas bacteriológicas	9
Repetición del procedimiento	10
Procedimientos después de reparaciones de líneas de conducción de agua existentes	11

A P E N D I C E

Cloro residual - Método de dilución por gotas

Estándar para la Desinfección de Líneas de Conducción de Agua.

Sec. 1. Generalidades

En éste estándar se presentan los procedimientos básicos para desinfectar líneas nuevas y reparadas de conducción de agua.

Sec. 2. Procedimiento básico

El procedimiento básico comprende:

- 2.1. Evitar la entrada de materiales contaminantes en las líneas durante la construcción o reparación, y la eliminación, por medio de lavado, de materiales que puedan haber entrado en las líneas.
- 2.2. Desinfectar cualquier residuo contaminante que pueda permanecer.
- 2.3. Determinar la calidad bacteriológica por pruebas de laboratorio después de la desinfección.

Sec. 3. Información complementaria que debe proporcionar el interesado.

Cuando la desinfección de líneas se va a hacer con un contrato particular, o como parte de un contrato para la instalación de líneas -

de conducción, el interesado proporcionará los siguientes datos en sus especificaciones complementarias:

- 3.1 Estándar de referencia; esta es, AWWA C 601-66
- 3.2 Lugares en donde se pueda hacer el lavado, costos de lavado, y localización de instalaciones de drenaje ( Sec. 5 y tabla-1. )
- 3.3 Forma del cloro por emplearse ( Sec. 6 ) y método de aplicación ( Sec. 7 )
- 3.4 El número y frecuencia de muestras para pruebas bacteriológicas ( Sec. 9 )
- 3.5 Método de toma de muestras ( Sec. 9.2 )

Sec. 4. Medidas preventivas durante la construcción.

4.1 Mantener la tubería limpia y seca.

Se deben tomar precauciones para proteger el interior de las tuberías, accesorios y válvulas contra la contaminación. La tubería que se entregue en la obra debe acondicionarse de manera de minimizar la entrada de materiales extraños. Cuando la colocación de la tubería se detiene o se suspende, como por ejemplo, al término de un día de trabajo, todas las aberturas en la línea de la tubería, deben cerrarse con tapones estancos. Las juntas de toda la tubería en la zanja deben quedar terminadas-

( Ver estándar C 600-AWWA, Instalación de tuberías de hierro fundido y estándar C 601-AWWA, Instalación de tuberías de concreto ).

antes de que el trabajo se suspenda. Si el agua se acumula en la zanja, los tapones deben permanecer en su lugar hasta que la zanja esté seca.

NOTA: Los retrasos en la colocación de la tubería provocan contaminación. Entre mayor coordinación exista entre la entrega de la tubería y su colocación, menor riesgo habrá de contaminación.

Si en opinión del ingeniero de la obra, algún material no se removerá durante la operación de lavado ( Sec. 5 ), el interior de la tubería se limpiará y retregará cuanto sea necesario, con una solución desinfectante al 5% de hipoclorito.

4.2 Materiales de empaque y juntas.

Para sellar las juntas no debe usarse material contaminante o cualquier material capaz de permitir el crecimiento prolífico de microorganismos. Los materiales para empaque deben manejarse de manera de evitar la contaminación.

En donde concierna, los materiales para empaque deben satisfacer los estándares de la AWWA.

El material de empaque para tuberías de hierro fundido debe satisfacer el estándar AWWA C - 600. El material de empaque debe consistir de anillos de hule moldeados o tubuleros, cordeles de asbesto o papel tratados. Los materiales como el yute o cáñamo no se deben emplear.

Los lubricantes usados en la instalación de empujones deben ser adecuados para uso en agua potable. Deberán suministrarse a la obra en envases cerrados y se mantendrán limpios.

Sec. 5 Lavado Preliminar.

Las tuberías se lavarán antes de la desinfección, excepto cuando se usa el método de la tableta ( Sec. 7.3 ). Los ganchos y las velocidades de lavado se definirán en las especificaciones complementarias que proporcione el interesado.

NOTA 1: Es recomendable que la velocidad de lavado no sea menor de 76.2 cm/seg ( 2.5 pie/seg ). El gasto requerido para producir esta velocidad con diversos diámetros se muestra en la tabla 1. No deben escogerse sitios para el lavado a menos que se haya determinado que el drenaje es adecuado.

NOTA 2: El lavado no es sustituto de las medidas preventivas tomadas antes y durante la colocación de la tubería ( Sec. 4 ). Ciertos contaminantes, especialmente en depósitos, resisten el lavado a cualquier velocidad. Además, con diámetros de 40.64 cm ( 16 pulg ) o más, la velocidad mínima recomendada de 76.2 cm/seg ( 2.5 pie/seg ) a veces es difícil de lograr.

Sec. 6 Formas del cloro para desinfección.

Las formas de cloro más comunes usadas en las soluciones desinfectantes son, el cloro líquido ( que a presión atmosférica)

T A B L A 1

Aberturas requeridas para lavado de tuberías,

(Presión residual: 2.81 kg/cm<sup>2</sup> ( 40 lb/pulg<sup>2</sup>))

Diámetro de la tubería		Flujo requerido para producir una velocidad de 76.2 cm/seg.		Tamaño del orificio		Boquillas de salida del hidrante.		
cm	pulg.	lpm	gpm	cm	pulg.	No.	Tamaño cm	Tamaño pulg.
10.16	4	378.5	100	2.30	15/16	1	6.35	2.5
15.24	6	832.7	220	3.49	1 3/8	1	6.35	2.5
20.32	8	1476.2	390	4.76	1 7/8	1	6.35	2.5
25.40	10	2308.9	610	5.07	2 5/16	1	6.23	2.5
30.48	12	3330.8	880	7.14	2 13/16	1	6.35	2.5
35.46	14	4542	1200	8.76	3 1/4	1	6.35	2.5
40.64	16	5923.5	1565	9.21	3 5/8	2	6.35	2.5
45.76	18	7474.3	1980	10.64	4 3/16	2	6.35	2.5

\* Con 2.81 kg/cm<sup>2</sup> ( 40 lb/pulg<sup>2</sup> ) de presión residual, la boquilla de salida del hidrante de 6.35 cm ( 2.5 pulg ) descargará aproximadamente 3785 lpm ( 1000 gpm ), y una boquilla de salida del hidrante de 11.43 cm ( 4.5 pulg ) descargará 9463 lpm ( 2500 gpm ).

granos de hipoclorito de calcio, soluciones de hipoclorito de sodio y tabletas de hipoclorito de calcio.

6.1 Cloro líquido\*

6.1.1 Envase. El cloro líquido se envasa en cilindros de acero usualmente de 45.4 kg ( 100 lb ), 68.1 kg ( 150 lb ) o 907 kg ( 2000 lb ) de capacidad.

6.1.2 Uso. El cloro líquido se usará solamente cuando se disponga de equipo adecuado y bajo la supervisión directa de una persona que esté familiarizada con las propiedades físicas, químicas y fisiológicas de este elemento y quienes hayan sido entrenados y equipados adecuadamente para manejar cualquier emergencia que pueda presentarse. La introducción de cloro gaseoso directamente del cilindro abastecedor es inseguro y no debe permitirse.

NOTA: El equipo consiste preferentemente de un dosificador de cloro en solución en combinación con una bomba de desplazamiento positivo para la inyección de la mezcla cloro gasoso - agua dentro de la línea de conducción que va a desinfectarse. Los dosificadores de cloro directo no se recomiendan debido a que su uso es limitado a situaciones en donde la presión de agua es más baja que la presión del cilindro de cloro.

\* Ver Estándar B 301 - AWWA para cloro líquido.

6.2 Hipocloritos + \*

6.2.1 Hipoclorito de calcio. El hipoclorito de calcio contiene 70% de cloro valorable por unidad de peso. Se presenta en forma granular o en tabletas.

Las tabletas de 4 a 5.3 g ( 6 a 8 por caja ) están diseñadas para disolverse lentamente en el agua ( Sec. 7.3 ). El hipoclorito de calcio está envasado en recipientes de varios tipos y tamaños, desde pequeñas botellas de plástico hasta tambores de 45.4 kg ( 100 lb )

Se prepara una solución de cloro - agua por medio de la disolución de granos en agua, en la proporción requerida para obtener la concentración deseada.

6.2.2. Hipoclorito de sodio. El hipoclorito de sodio se suministra en concentraciones desde 5.25 a 10% de cloro valorable por unidad de peso. Se envasa en forma líquida en recipientes de vidrio, hule o plástico, en tamaños desde 946 ml ( 1 cuarto de galón ) hasta barriles de 18.9 l. ( 5 gal ). Puede adquirirse también a granel por medio de carros tanque.

La solución de cloro - agua se prepara por la edición de hipoclorito al agua. El deterioro del producto debe estimarse calculando la cantidad de hipoclorito de sodio requerido para la concentración deseada.

\* Ver estándar B 300 AWWA para hipocloritos

\* Ver prefacio para precauciones en manejo y almacenamiento.



6.2.3 Aplicación. Las soluciones de hipoclorito se aplicarán en las tuberías con una bomba dosificadora de productos químicos, ya sea eléctrica o de gasolina, diseñada para dosificar soluciones de cloro. Para pequeñas instalaciones, las soluciones se pueden aplicar con una bomba de mano, por ejemplo una bomba hidráulica de pruebas. Los tuberíos de alimentación serán de materiales y resistencias tales, que permitan seguridad a las máximas presiones que puedan generarse por las bombas. Todas las conexiones se revisarán para comprobar su impermeabilidad antes de que la solución de hipoclorito se aplique en la línea de conducción.

Intervalos regulares de acuerdo con los procedimientos descritos en la edición actualizada de los " Métodos Estándar para el Análisis de Agua y Agua de Desecho " y por la AWWA M-12- Procedimientos simplificados para el exámen del agua ( Ver Apéndice ).

NOTA: En la ausencia de un medidor, el gasto se puede determinar ya sea colocando un medidor tipo pitot en la descarga, o midiendo el tiempo de llenado de un recipiente de volumen conocido.

La tabla No. 2 da la cantidad de cloro residual por cada 30m ( 100 pies ) de tubería y diversos diámetros. Las soluciones al 1% de cloro se pueden preparar con hipoclorito de sodio o de calcio. La última solución requiere aproximadamente 454 g ( 1 lb ) de hipoclorito de calcio en 37.17 ( 8.5 gal ) de agua.

Sec. 7 Métodos de Aplicación de Cloro

7.1 Método de alimentación continua. Este método es aceptable para aplicaciones en general.

7.1.2 Durante la aplicación del cloro, se manipularán las válvulas para evitar que el desinfectante fluya en sentido de la línea que suministra el agua. La aplicación de cloro no cesará hasta que toda la tubería se llene con la solución. El agua clorada se retendrá en la tubería por lo menos 24 horas. En este periodo, las válvulas e hidrantes de la sección tratada se operarán con el fin de desinfectar los edimentos. Al final del periodo, el agua tratada no contendrá menos de 25 mg/l de cloro en toda la longitud de la tubería.

7.1.1 El agua del sistema de distribución existente o de otras fuentes de abastecimiento adyacentes se hará que fluya con un gasto constante medido, en la nueva tubería colocada. El agua recibirá una dosis de cloro con un gasto constante medido. Los dos gastos serán proporcionales de tal manera que la concentración de cloro en el agua de la tubería, se mantenga con un mínimo de 50 mg/l de cloro disponible. Para asegurar que esta concentración se mantenga, el cloro residual deberá medirse

T A B L A 2

Cloro requerido para producir una concentración de 50 mg/l en 30 m ( 100 pies ) de tubería en función del diámetro.

Diámetro de tubería		100% de Cloro		Soluciones de cloro 1%	
cm	pulg	gramos	lb	litros	gal.
13.16	4	12.250	0.027	1.25	0.33
15.24	6	27.594	0.061	2.76	0.73
20.32	8	49.032	0.108	4.92	1.30
25.40	10	77.180	0.170	7.72	2.04
30.48	12	108.96	0.240	10.90	2.88

7.2 Método en bloque. Este método es adecuado para usarse en líneas de gran diámetro donde por los volúmenes de agua que surtidan, el método de dosificación continuo no es práctico.

7.2.1 El agua del sistema de distribución existente o de otras fuentes de abastecimiento aprobadas, se hará que fluya con un gasto constante medido en la nueva tubería colocada (Ver Nota Sup. 7.1.1.). El agua recibirá también una dosis de cloro aplicado con gasto constante medido. Los dos gastos serán proporcionales, de tal manera que la concentración en el agua entrante a la tubería se mantenga a no menos de 300 mg/l. El cloro se aplicará continuamente y por un periodo suficiente para desarrollar una columna sólida o "un bloque" de agua clorada que, conforme pase a través de la línea, expandirá a toda la superficie interior a una concentración aproximada de 300 mg/l por lo menos durante 3 hrs. La aplicación se verificará aguas arriba de la línea, en un punto cercano al extremo de la tubería por tratar, midiendo el cloro residual de acuerdo a los procedimientos descritos en el Apéndice.

7.2.2 Como el agua clorada fluye a través de tees y cruces, leu válvulas e hidrantes respectivos, se operarán de manera de que se desinfecten los aditamentos.

7.3 Método de la tableta. La desinfección por tabletas es adecuada para extensiones cortas ( hasta 762 m ( 2500 pies)) y tuberías de diámetro pequeño (hasta 30.48 cm(12 pulg. ) )

quido a que el peso preliminar de llenado se debe eliminar, esto sólo se usará solamente cuando se haya practicado una limpieza exhaustiva. No se usará si ha entrado a la línea agua de la ranja, o material extraño, o si el agua está a una temperatura inferior a 55 C ( 132 F ).

T A B L A 3

Número de tabletas de hipoclorito de 5 g, requeridas para dosificar

50 mg/l \*

7.3.1 Colocación de las tabletas. Las tabletas se colocan en cada sección de la tubería y también en los hidrantes, ranjas de los hidrantes y otras accesorios. Se aplicarán con un adhesivo excepto las tabletas colocados en hidrantes y en las juntas entre las secciones de la tubería. Todas las tabletas deben localizarse en la ranja de la tubería. Si las tabletas se fijan antes de que la tubería se coloque en la ranja, su posición deberá marcarse sobre la sección para asegurar que no habrá rotación. Cuando se colocan tabletas en las juntas, se trituran y se colocan en el espacio anular interior, o, si el tipo de elemento no lo permite, se froten como gis o yeso sobre los topos extremos de las secciones para cubrirlos con hipoclorito de calcio. El número de tabletas requerido se indica en la tabla 3.

El adhesivo puede ser Permatest No. 1 o cualquier otro similar aprobado por el ingeniero. Sólo se pondrá adhesivo en la cara que va a quedar fija a la superficie de la tubería.

7.3.2 Llenado y Contacto. Cuando la instalación se haya terminado la línea se llenará con agua a una velocidad menor de 30.48 cm/seg ( 1 pie/seg ). Esta agua permanecerá en la tubería por

Longitud de la sección.		DIÁMETRO DE LA TUBERÍA.					
Metros	Pies.	5.08 cm ( 2" )	10.56 cm ( 4" )	15.24 cm ( 6" )	20.32 cm ( 8" )	25.4 cm ( 10" )	30.48 cm ( 12" )
3.96 o menor.	13 o menor	1	1	2	2	3	5
5.49	18	1	1	2	3	5	6
6.10	20	1	1	2	3	5	7
9.14	30	1	2	3	5	7	10
12.19	40	1	2	4	6	9	14

\* Entado en 3.75 g de cloro valorable por tableta.

lo menos 74 hs.

Las válvulas se manipularán de manera que la solución concentrada de cloro en la línea por desinfectar, no fluya hacia la línea que suministra el agua.

#### Sec. 8 Lavado final

Después del período de retención establecido, el agua clorada se drenará hasta que la concentración de cloro no sea mayor que la que generalmente prevalece en el sistema, ni menor de 1 mg/l. La determinación de cloro residual se hará para asegurar que el agua clorada se ha removido de la tubería.

#### Sec. 9 Pruebas bacteriológicas.

- 9.1 Después del lavado final, y antes de que la línea sea puesta en servicio, se colectará una o más muestras al final de la línea para realizar pruebas bacteriológicas que confirmen ausencia de organismos coliformes. Si el número y frecuencia de las muestras no está prescrita por la autoridad en salud pública de la jurisdicción, por lo menos se colectará una muestra de las fuentes cloradas donde se mantenga cloro residual a lo largo de la nueva línea. De las fuentes no cloradas, por lo menos se colectarán dos muestras con un intervalo de 24 hs.

NOTA: En el caso de líneas extremadamente largas, es deseable que las

Muestras se colecten a lo largo y al final de la línea.

#### 9.2

Las muestras para análisis bacteriológicos se colectarán en frascos de vidrio estériles, tratados con hiposulfito de sodio. No se tomarán muestras en hidrantes o mangueras para incendio. Se sugiere una toma para muestra consistente en una llave instalada en la línea acoplada con un tubo de cobre con cuello de ganso. Después de que las muestras se han colectado el accesorio se puede retirar.

#### Sec. 10

Repetición del Procedimiento

Si la desinfección inicial falla si no logranse muestras satisfactorias, la desinfección se repetirá hasta que se obtengan. El método de la tableta no puede usarse en las desinfecciones subsiguientes. Cuando las muestras sean satisfactorias, la línea podrá ponerse en servicio.

#### Sec. 11

Procedimientos después de cortes o reparaciones de líneas existentes.

Los procedimientos descritos en esta sección se aplican principalmente cuando las líneas están total o parcialmente desahogadas. Las fugas o grietas que se reparan empleando abrazaderas, mientras las líneas permanecen llenas de agua bajo presión, representan poco peligro de contaminación y no requieren de

infección.

11.1 Tratamiento en la zanja. Cuando una línea vieja se abre ya sea por accidente o por necesidades de proyecto, la excavación probablemente se encuentre húmeda y contaminada por alarjeses cercanos. La aplicación de cantidades generosas de hipoclorito en las zanjas reducirá el peligro de contaminación. En tal situación las tabletas tienen ventaja debido a que se disuelven lentamente y continuamente para liberar hipoclorito al agua que está siendo bombeada de la excavación.

11.2 Desinfección de la línea.

11.2.1 Limpieza y lavado. El siguiente procedimiento se considera como el mínimo que puede emplearse.

11.2.1.1 Limpieza con solución de hipoclorito. El interior de la tubería y de los aditamentos que se usen en la reparación ( particularmente cople y manguitas ), se limpiarán con una solución de hipoclorito al 5% antes de instalarse.

11.2.1.2 Lavado. El lavado total de la línea es el medio más práctico para remover cualquier contaminante introducido durante la reparación. Si la localización de válvulas e hidrantes lo permiten, se recomienda el lavado en ambas direcciones. El lavado se empezará tan pronto como se completa la reparación y se continuará hasta que el agua decolorada se elimine.

11.2.2 Método en bloque. Cuando sea aplicable, además de los procedimientos descritos en 11.2.1., se aislará una sección de la línea donde se localice la ruptura, se cerrarán todas las conexiones de servicio y la sección se levantará y clorará como se indica en la sec. 7.2 excepto que la dosis se puede incrementar tanto como 500 mg/l y el tiempo de contacto reducir a media hora. Después de la cloración, el enjuague se reconducirá y continuará hasta que el agua decolorada se elimine.

11.3 Muestras. Se tomarán muestras para análisis bacteriológico después de la reparación para tener un registro con el cual se pueda determinar la efectividad de los procedimientos. Si la dirección del flujo es desconocida, las muestras se tomarán a cada lado de la ruptura de la línea.

A P E N D I C E

**CLORO RESIDUAL. METODO DE DILUCION POR GOTEO**

El método de dilución por gotas de aproximación del cloro residual total, es aplicable en concentraciones superiores a 10 mg/l, como las que se aplican en la desinfección de tuberías o tanques. Está tomado de la norma AUSA N12 Procedimientos Simplificados para el Examen del Agua p. 29

Material:

1. Probeta graduada para la medición de agua destilada
2. Una pipeta automática o de seguridad
3. Una pipeta cuantigotas que de 1 ml de la muestra con 20 gotas. Esta pipeta es para medir la muestra y no se deberá usar para otro propósito.
4. Un juego comparador conteniendo una gama adecuada de estándares.

Procedimiento:

1. Verificar el volumen de la caída del comparador y usando una pipeta automática o de seguridad poner 0.5 ml de ortotoluidina por cada 2.5 ml de agua destilada que se añadan.
2. Usando la probeta graduada, añadir un volumen medido de agua destilada.
3. Con la pipeta cuantigotas, añadir una gota de la muestra de agua a la vez, permitiendo que se mezcle hasta que se

forme un color amarillo comparable con uno de los estándares de color.

4. Registrar el número total de gotas empleadas, y el valor de cloro final obtenido.
5. Calcular los mg/l de cloro residual como sigue:
  - a. Multiplicar por 20 el número de mililitros de agua destilada usada en el paso 2.
  - b. Multiplicar este producto por el valor de cloro final en miligramos por litro calculada en el paso 4.
  - c. Dividir el producto obtenida en el paso (b) entre el número total de gotas de muestra de agua medidas en el paso 4.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

CONCEPTOS BASICOS RELATIVOS AL ESTUDIO DEL AGUA SUBTERRANEA

ING. RUBÉN CHÁVEZ GUILLÉN

SEPTIEMBRE, 1983

1

## CONCEPTOS BASICOS RELATIVOS AL ESTUDIO DEL AGUA SUBTERRANEA

Por el Ing. Rubén Chávez Guillén.

### 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.

#### 1.1.- AGUAS SUBTERRANEAS VS AGUAS SUPERFICIALES.

Pero además de su mayor abundancia, el agua subterránea presenta, por naturaleza, varias ventajas con respecto al agua superficial, 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 m<sup>3</sup> por Km<sup>2</sup> de extensión superficial. Este volumen sería equivalente al extraído por un pozo que operara continuamente 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 co- rrientes y masas de agua superficial se están contami- nando rápidamente en mayor o menor grado. El agua sub- terránea, en cambio, está relativamente salvaguardada de este perjuicio, gracias a que los materiales granu- lares funcionan como un gran filtro que retiene los - contaminantes, especialmente los biológicos; y aunque existe la contaminación química provocada por un mal - manejo del recurso, la baja velocidad con que el agua circula en el subsuelo no propicia su rápida propaga- ción a grandes áreas como en la superficie.
- c).- Disponibilidad menos afectada por las variaciones cli- máticas. Uno de los problemas más serios que enfrenta el aprovechamiento de las aguas superficiales, es que su disponibilidad depende especialmente de las varia- ciones de la precipitación pluvial, al grado de que en uno o dos años secos consecutivos tal disponibilidad - puede ser prácticamente nula. Por el contrario, los - recipientes subterráneos resultan, en general, mucho - menos afectados por esto, gracias a que existe una re- serva almacenada, acumulada durante siglos, generalmen- te mucho mayor que la recarga anual, permitiendo una - explotación más flexible del recurso.
- d).- Distribución más amplia en el área. El agua superfi- cial es un recurso transitorio y su presencia es relati- vamente localizada. Su aprovechamiento en gran escala, por tanto, requiere de obras de almacenamiento y conduc- ción. En cambio, en el subsuelo el agua tiene una dis- tribución 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, cons- truido por la naturaleza, y funciona al mismo tiempo co- mo un gran conducto.
- e).- No hay pérdida de la capacidad de almacenamiento. Todo vaso superficial pierde gradualmente su capacidad de al- macenamiento al ser azolvado por los sedimentos que - transportan las corrientes que lo alimentan, hasta que eventualmente puede quedar inutilizado. La capacidad - de almacenamiento de los vasos subterráneos no es afecta- da significativamente en la gran mayoría de los casos.
- f).- Temperatura del agua constante. El agua superficial, al estar expuesta a los cambios atmosféricos, varía conti- nuamente 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, de- bido a que el subsuelo funciona como un regulador térmico.

Por lo demás, el recurso subterráneo presenta también algunas desventajas. La primera y principal desventaja ya 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?. Contrastar estas interrogantes es más difícil porque sólo podemos "ver" al acuífero a través de los pozos.

Los estudios geohidrológicos, en cuya realización intervienen diversas Disciplinas en forma complementaria, tienen por objetivo el esclarecimiento de estas cuestiones.

## II.- DISTRIBUCION DEL AGUA EN EL SUBSUELO.

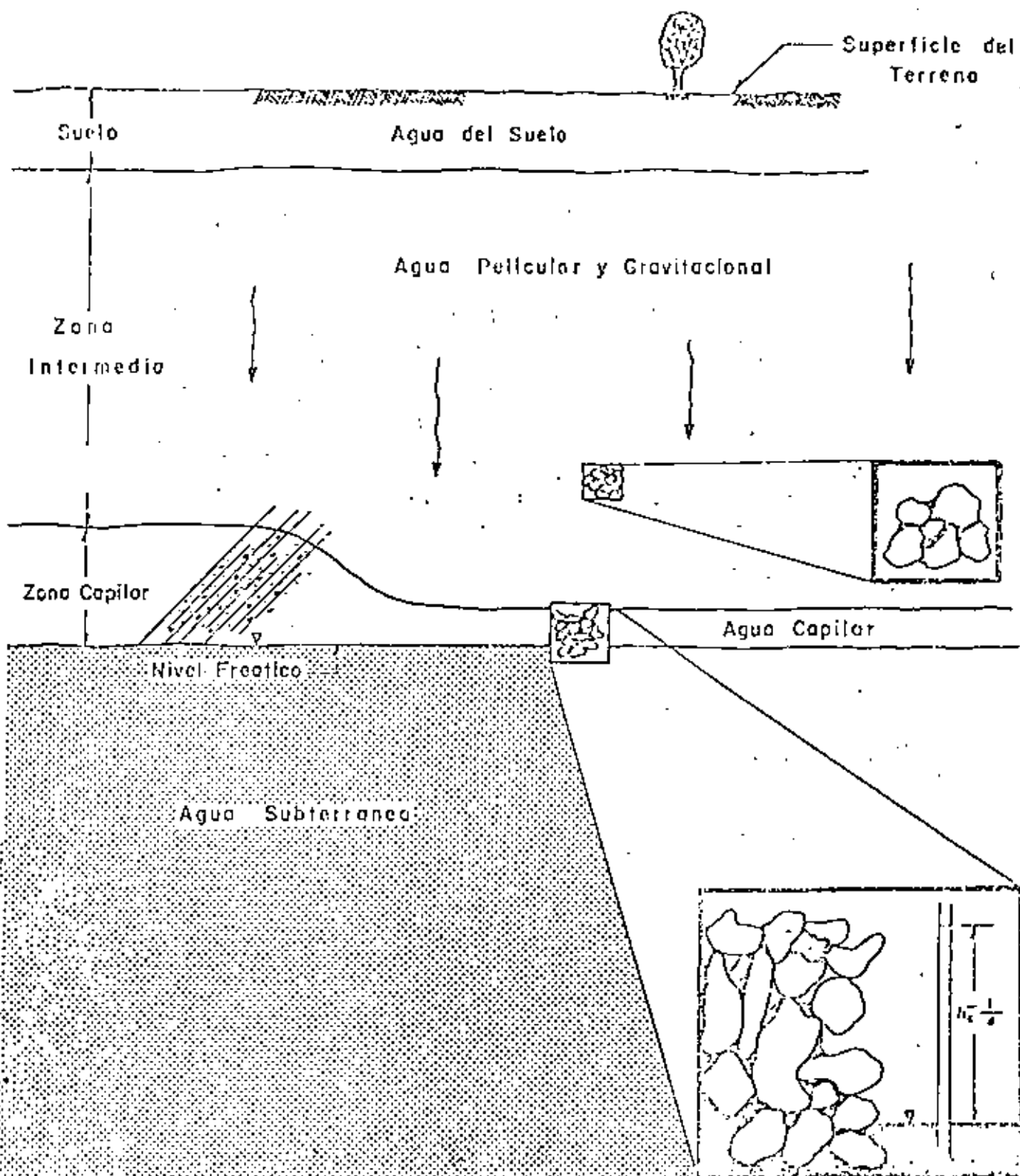
Es muy difundida la creencia de que en el subsuelo el agua se encuentra formando enormes lagos subterráneos o corrientes muy localizadas que fluyen a lo largo de conductos de gran tamaño. Sin embargo, aunque así se presenta en algunos acuíferos constituidos por rocas volcánicas o por rocas carbonatadas, 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

# DISTRIBUCION DEL AGUA EN EL SUBSUELO



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 saturada, 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. Todos los estratos situados abajo del nivel freático se encuentran totalmente saturados.

### III.- CONCEPTOS BASICOS.

Los conceptos básicos más importantes, desde el punto de vista geohidrológico, son los siguientes:

#### 3.1.- POROSIDAD (n).-

La porosidad de una roca es una medida del volumen de vacíos ( $V_v$ ) que contiene, y se expresa como porcentaje del volumen total ( $V_t$ ):

$$n = \frac{V_v}{V_t} (\%)$$

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.

#### 3.2.- RENDIMIENTO ESPECIFICO ( $S_y$ ) Y RETENCION ESPECIFICA (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; así, por ejemplo, las arcillas retienen mayor cantidad de agua que las arenas.

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 unitario. 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 liberada 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.

### 3.3.- CONTENIDO DE HUMEDAD ( $\theta$ ), DEFICIENCIA DE HUMEDAD ( $D_h$ ) Y GRADO DE SATURACION ( $G_s$ ).

El Contenido de Humedad de una roca es la cantidad de agua que contiene por unidad de volumen, esto es:

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} (\%),$$

siendo  $V_w$  el volumen de agua, y  $V_t$ , el volumen total. Cuando la roca está totalmente saturada, el contenido de humedad es numéricamente igual a la porosidad.

La Deficiencia de Humedad se define como la diferencia entre la retención específica y el contenido de humedad, cuando éste es inferior a aquélla; por el contrario, si el contenido es igual o mayor que la retención, la deficiencia es igual a cero. Lo anterior puede expresarse:

$$D_h = r - \theta, \quad \theta < r$$

$$D_h = 0, \quad \theta \geq r$$

En otras palabras, la Deficiencia de Humedad es la cantidad de agua que requiere una roca por unidad de volumen para satisfacer su retención específica.

El Grado de Saturación de una roca es la relación entre la cantidad de agua que contiene y su volumen de vacíos; se expresa también como un porcentaje:

$$G_s = \frac{V_w}{V_v} (\%)$$

En la zona saturada todos los materiales tienen un  $G_s$  de 100%.

### 3.4.- CARGA HIDRAULICA Y GRADIENTE HIDRAULICO.-

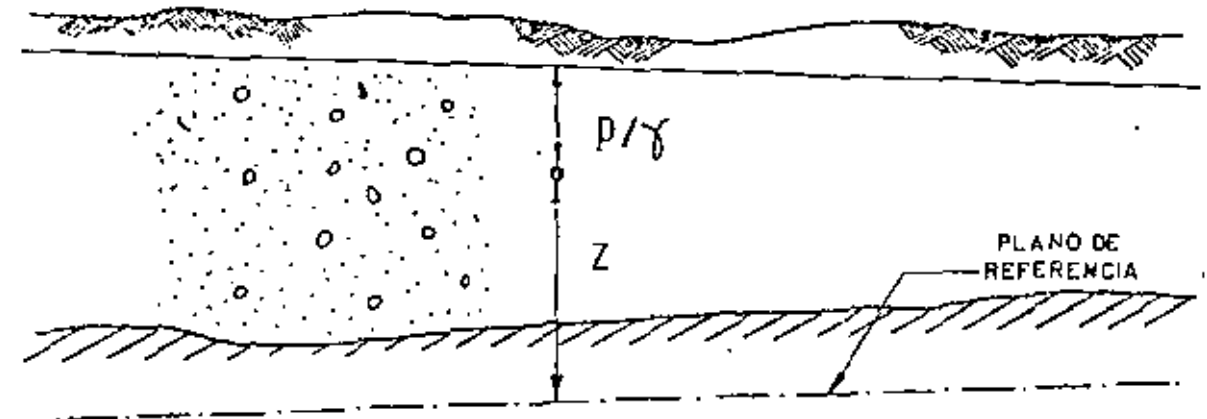
El teorema de Bernoulli establece que la energía total, expresada como una carga ( $h$ ), en un punto dentro del seno de un líquido en movimiento es:

$$h = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}$$

o sea la suma de las cargas de posición ( $z$ ), presión ( $p/\gamma$ ) y velocidad ( $v^2/2g$ ). Ahora bien, en un medio poroso, esta última es prácticamente despreciable respecto a las otras dos (una fracción de milímetro frente a varios metros), debido a que la velocidad de circulación del agua es muy pequeña. Por lo tanto, para fines prácticos, en la gran mayoría - de los problemas geohidrológicos la carga total o carga hidráulica se puede expresar:

$$h = z + p/\gamma$$

CARGA HIDRAULICA



CARGA HIDRAULICA = CARGA DE POSICION + CARGA DE PRESION + CARGA DE VELOCIDAD (Despreciable)

$$h = z + p/\gamma + \cancel{\frac{v^2}{2g}}$$

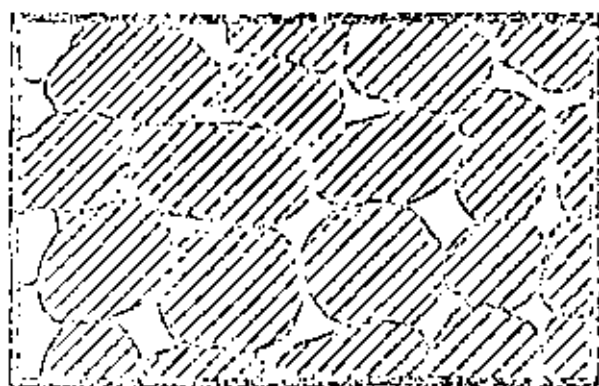
Si en un punto de un acuífero se introduce la boca de un tubo desde la superficie, la presión del agua en ese punto hará que el agua ascienda dentro del tubo hasta una altura tal, que el peso de la columna de agua por unidad de área, equilibre la presión en el punto considerado. La altura del nivel del agua sobre éste es igual a la carga de presión.

La carga de posición es simplemente la altura del punto en cuestión sobre el plano o nivel de referencia.

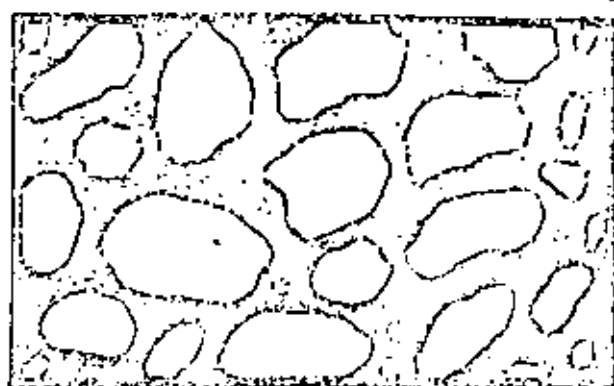
El gradiente hidráulico (i) -también llamado pérdida de carga unitaria- definido como la pendiente de la superficie freática o piezométrica en el punto considerado, es un concepto de primordial importancia.

42

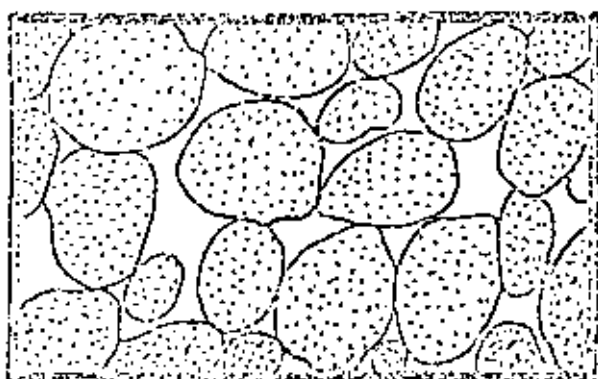
# DISTINTOS TIPOS DE INTERSTICIOS Y RELACION ENTRE LA TEXTURA Y LA POROSIDAD DE LAS ROCAS



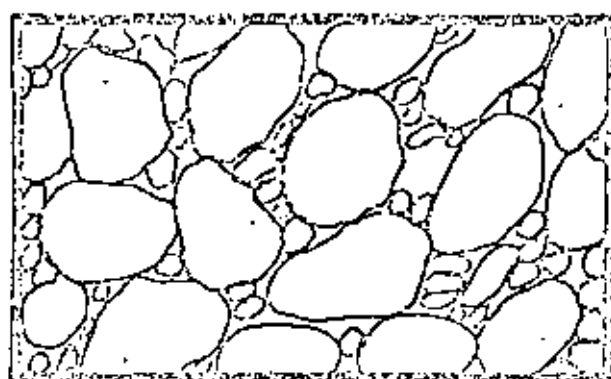
DEPOSITO SEDIMENTARIO DE GRANULOMETRIA HOMOGEEA Y GRAN POROSIDAD



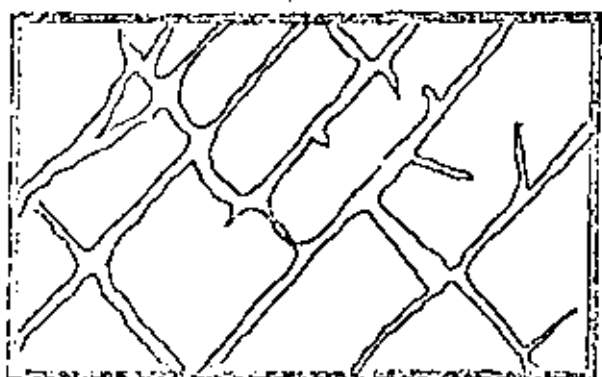
DEPOSITO SEDIMENTARIO DE GRANULOMETRIA HOMOGEEA CUYA POROSIDAD HA DISMINUIDO POR CEMENTACION DE SUS INTERSTICIOS CON MATERIAS MINERALES.



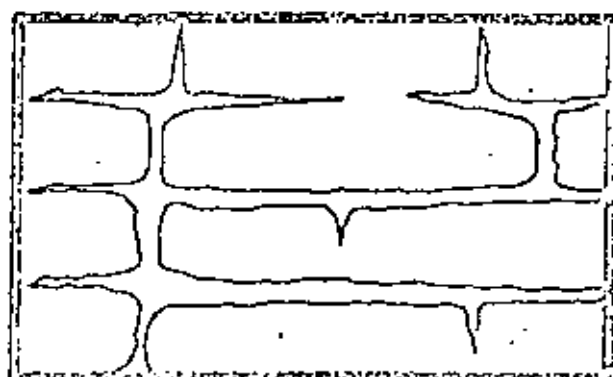
DEPOSITO SEDIMENTARIO DE GRANULOMETRIA HOMOGENIA FORMADO POR ELEMENTOS QUE A SU VEZ SON POROSOS, POR TANTO POROSIDAD MUY ELEVADA



DEPOSITO SEDIMENTARIO DE GRANULOMETRIA HETEROGENEA Y ESCASA POROSIDAD



ROCA POROSA POR FRAGMENTACION



ROCA POROSA POR SOLUCION

cia en el fenómeno del flujo subterráneo, ya que de su valor depende, en parte, la velocidad de circulación del agua. Es un parámetro adimensional.

### 3.5.- LA PERMEABILIDAD.-

#### Introducción.

La permeabilidad de un material es una de las características que mayor interés revisten para el ingeniero. Así, por ejemplo, en el campo de la Mecánica de Suelos la permeabilidad juega un papel muy importante en varios fenómenos, entre ellos el de la consolidación, y su conocimiento es indispensable para cuantificar el caudal de agua que circula a través del elemento permeable de una estructura o por debajo de ella. La característica en cuestión también interviene en forma preponderante en problemas agrológicos, tales como el diseño de sistemas de drenaje. En el campo de la Geohidrología la permeabilidad tiene importancia primordial: de ella depende fundamentalmente el rendimiento de las captaciones y la velocidad de circulación del agua subterránea; su conocimiento es esencial para cuantificar los caudales de flujo subterráneo y la velocidad de propagación de un contaminante en el subsuelo; así mismo, es uno de los datos básicos para simular el comportamiento de un acuífero. Y, probablemente, es en este campo donde su determinación plantea mayores dificultades.

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 constituyentes, 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.

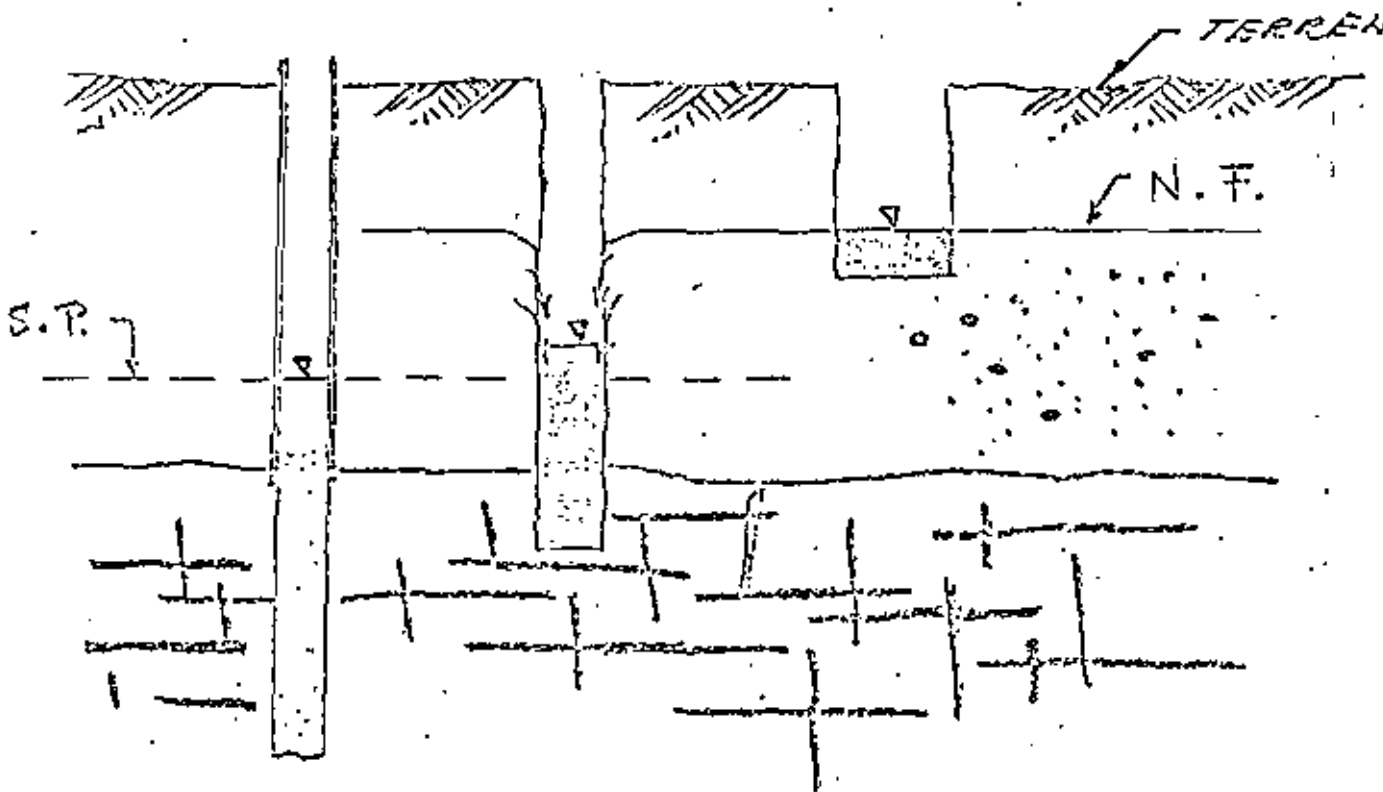
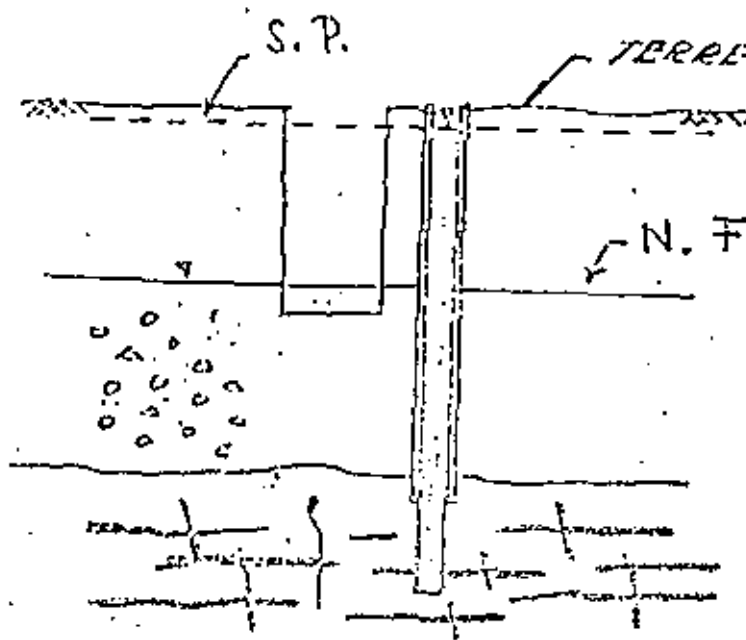
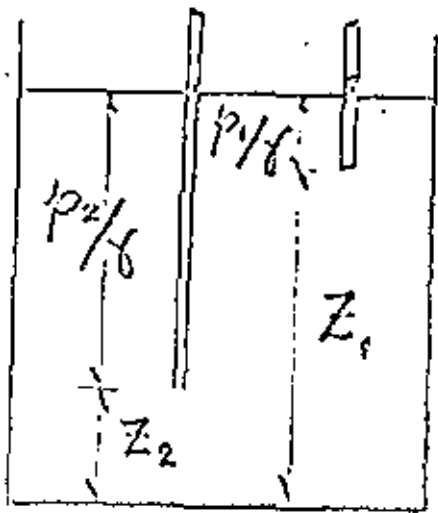
En la tabla No. 1 se indican rangos representativos de porosidad, rendimiento específico y permeabilidad, para las rocas más comunes.

T A B L A      N o .      1

R o c a	n(Z)	S <sub>y</sub> (Z)	K (m/seg)
Arcilla	45 a 55	1 a 10	10 <sup>-10</sup> a 2x10 <sup>-7</sup>
Arena	35 a 40	10 a 30	10 <sup>-5</sup> a 3x10 <sup>-4</sup>
Grava	30 a 40	15 a 30	10 <sup>-4</sup> a 1.5x10 <sup>-3</sup>
Grava y Arena	20 a 35	15 a 25	10 <sup>-5</sup> a 5x10 <sup>-4</sup>
Arenisca	10 a 20	5 a 15	10 <sup>-8</sup> a 5x10 <sup>-6</sup>
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.

#### Determinación de la Permeabilidad.-

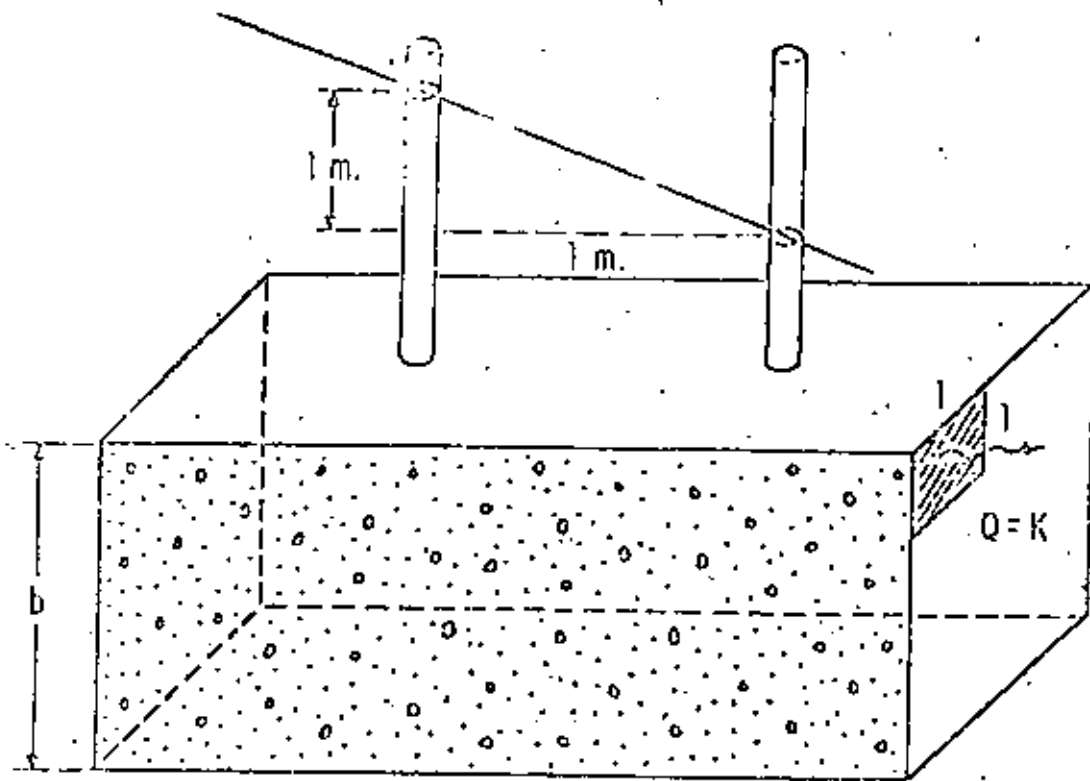
Existen varios procedimientos para determinar la permeabilidad de un material. Algunos de ellos consisten en la utilización de aparatos específicamente diseñados para tal fin, como los permeómetros; otros, en cambio, permiten determinar el valor del coeficiente en cuestión mediante pruebas que persiguen otro objetivo, tales como la prueba de consolidación y la prueba horizontal de capilaridad.

Todos estos procedimientos fueron desarrollados en el campo de la Mecánica de Suelos y proporcionan valores muy precisos de la permeabilidad. En la mayoría de los problemas tratados por esta Disciplina, el medio puede suponerse, para efectos prácticos, homogéneo con respecto a sus características hidráulicas, puesto que éstas muchas veces son controladas artificialmente; por consiguiente, el valor de la permeabilidad obtenido a partir del análisis de una o varias muestras puede considerarse representativo de todo el medio.

Sin embargo, en el campo de la Geohidrología las condiciones son totalmente diferentes: en el subsuelo todas las formaciones geológicas presentan una mayor o menor heterogeneidad, por lo que un valor prácticamente puntual de la permeabilidad, por preciso que sea, obtenido mediante los métodos antes señalados, resulta de muy poca utilidad; y esto independientemente de la gran dificultad que existe para reproducir en el laboratorio las condiciones que el material tenía in situ. Por esta razón, dentro de esta Especialidad se han desarrollado pruebas de campo tendientes a determinar más bien un valor medio de la permeabilidad correspondiente a un cierto volumen de material. Tal es el objetivo de las llamadas "Pruebas de Bombeo".

#### Ley de Darcy.-

En 1856 Henri Darcy estudió experimentalmente el fenómeno del flujo a través de filtros de arena. Como resultado de sus observaciones estableció la ley que lleva su nombre, la cual constituye una de las bases de la Teoría del Flujo en Medios Porosos. De acuerdo con esta ley, la velocidad con que circula un fluido a través de un material poroso es directamente proporcional a la pérdida de carga hidráulica e inversamente proporcional a la longitud recorrida, esto es, directamente proporcional al gradiente hidráulico.



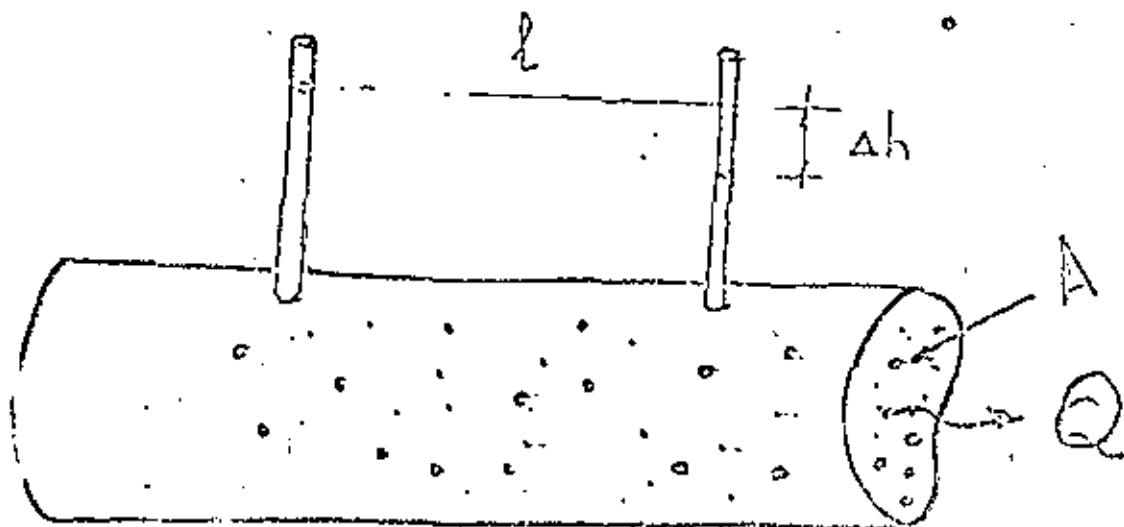
Matemáticamente, lo anterior puede expresarse:

$$v = K \cdot i$$

siendo:  $v$ , la velocidad aparente de flujo;  $i$ , el gradiente hidráulico, y  $K$ , el Coeficiente de Permeabilidad, también llamado Permeabilidad - Efectiva y Conductividad Hidráulica.

De lo anterior resulta evidente que el coeficiente de permeabilidad tiene unidades de velocidad, ya que el gradiente es adimensional. Dicho coeficiente puede expresarse en diversas unidades consistentes; - en el sistema métrico decimal generalmente se expresa en cm/seg. En la tabla siguiente se presentan los rangos de valores de la permeabilidad correspondientes a los materiales granulares más comunes.

# LEY DE DARCY



VELOCIDAD = PERMEABILIDAD  $\times$  GRADIENTE

$$v = k \cdot \frac{\Delta h}{l} = k \cdot i$$

$$Q = v \cdot A = k \cdot i \cdot A$$

---

$$k = k_i \cdot \frac{\gamma}{\mu} = C d^2 \frac{\gamma}{\mu}$$

Permeabilidad  
intrínseca

Medio  
poroso

$d$  - Tamaño medio del poro

$C$  - Factor de forma (distribución granulométrica, compactación, cementación)

M a t e r i a l

Coefficiente de Permeabilidad (cm/seg)

Arcilla	$10^{-6}$	-	$10^{-9}$
Arenas finas. Mezcla de arena, limo y arcilla.	$10^{-3}$	-	$10^{-7}$
Arena gruesa. Mezclas de grava y arena.	$10^{-3}$	-	1
Grava.	1	-	$10^{-2}$

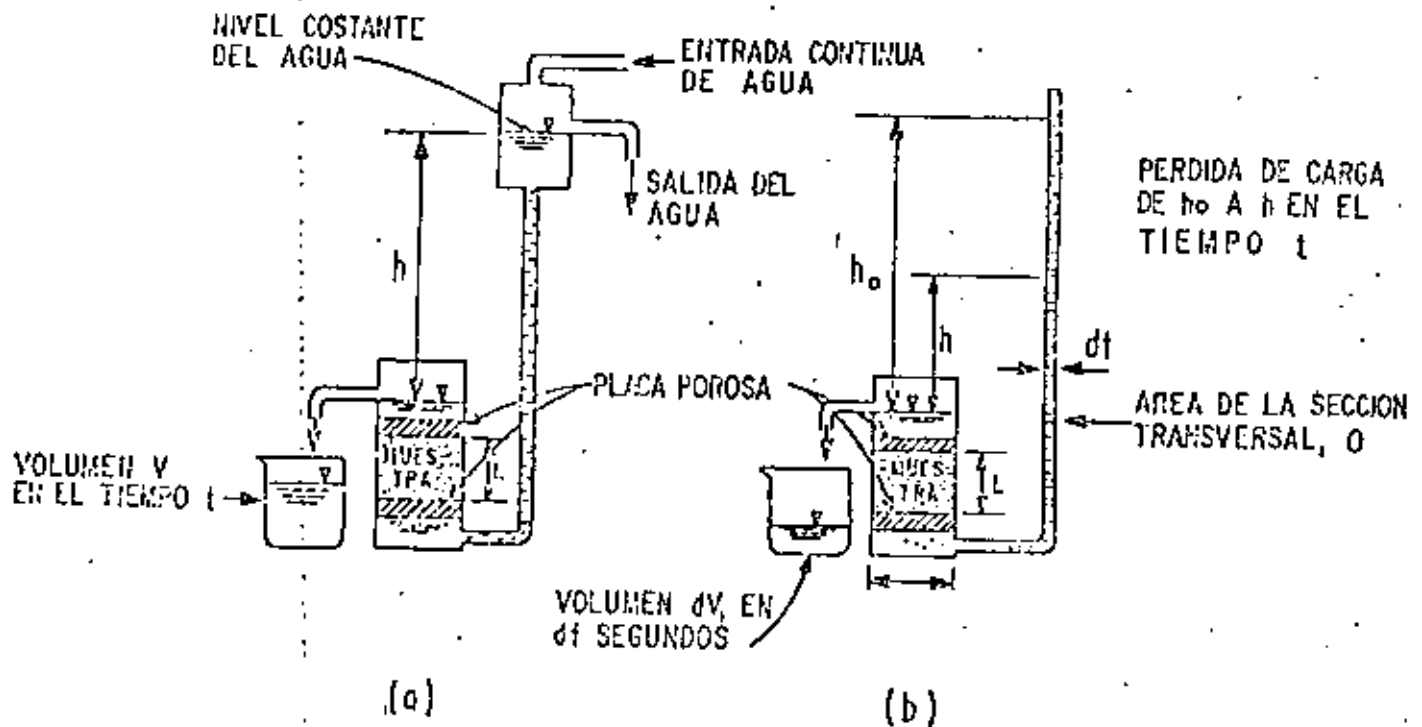


FIG. 7 - PERMEAMETRO (a) CARGA CONSTANTE  
(b) CARGA VARIABLE

Puesto que

$$Q = A \cdot v$$

se tiene

$$Q = A \cdot K \cdot i$$

de donde se desprende la siguiente definición de la característica de que se trata: la permeabilidad de un material poroso es la cantidad de fluido que pasa a través de una sección de área unitaria, transversal al flujo, bajo un gradiente hidráulico unitario.

Factores que Influyen en el Valor de la Permeabilidad.-

El valor del coeficiente K depende tanto de las características del medio como de algunas características del fluido. Se ha demostrado que para considerar separadamente la influencia de ambos factores, dicho coeficiente puede expresarse:

$$K = k_i \cdot \frac{\gamma}{\mu}$$

siendo:  $k_i$ , la permeabilidad intrínseca o específica dependiente exclusivamente de las características del material;  $\gamma$  y  $\mu$ , el peso específico y la viscosidad dinámica del fluido, respectivamente.

A su vez,  $k_i$  puede expresarse en función de una longitud característica, llamada "Radio Hidráulico" del medio.

$$k_i = Cd^2$$

en que: d es el diámetro efectivo, y C, el llamado Factor de Forma, que toma en cuenta: forma y acomodo de los granos, estructura y estratificación, grado de compactación o cementación, presencia de agujeros o fisuras, etc.

Velocidad Aparente y Velocidad Real.-

En sus experimentos Henri Darcy hizo circular agua a través de un filtro de arena, aforó el caudal de flujo (Q), midió la sección transversal del filtro, calculó la velocidad de flujo como el cociente entre ambos términos ( $Q/A$ ) y midió la pérdida de carga entre varios piezómetros instalados en el filtro; después de repetir el experimento con varios caudales, correlacionó las velocidades resultantes con la pérdida de carga y la longitud de recorrido respectiva, derivando finalmente de todo ello la ley que lleva su nombre. Pero nótese que la velocidad dada por esta ley es una velocidad aparente, ya que en su cálculo se consideró la sección total del medio (sólidos y vacíos).

En realidad, como el agua circula únicamente a través de los es

pacios vacíos (poros, fisuras, fracturas...), el área de flujo es mucho menor que el área total de la sección y, por lo mismo, la velocidad de circulación es mucho mayor que la velocidad aparente.

El área de flujo ( $A_f$ ) está dada por:

$$A_f = A \cdot n_e$$

siendo  $n_e$  la porosidad efectiva, la cual es menor que la porosidad total por tomar en cuenta la parte de los vacíos que es ocupada por agua pelicular adherida a la fase sólida. Por otra parte, la ecuación de continuidad establece que

$$Q = v \cdot A = v_f \cdot A_f$$

de donde

$$v_f = v \cdot \frac{A}{A_f}$$

en que  $v_f$  es la velocidad real de circulación del agua "Velocidad Real de Filtración".

Ahora bien, la porosidad efectiva es numéricamente equivalente al rendimiento específico,  $S_y$ , de la roca y la velocidad aparente está dada por la Ley de Darcy; por tanto,  $v_f$  también puede expresarse

$$v_f = \frac{K \cdot i}{S_y}$$

Puesto que  $S_y$  toma valores entre 0.05 y 0.3, resulta que puede ser de 3 a 20 veces la velocidad aparente.

El concepto de velocidad de filtración tiene primordial importancia en problemas de contaminación, pues representa la rapidez con que se propaga un contaminante en el subsuelo.

Rango de Validez de la Ley de Darcy.-

Por analogía con el flujo en tuberías se define un "Número de Reynolds",  $N_r$ , para el medio poroso, como sigue:

$$N_r = v \cdot d / \nu$$

en que:  $v$  es la velocidad aparente de flujo, dada por la Ley de Darcy;  $d$ , una longitud característica (diámetro medio o diámetro efectivo de los granos), y  $\nu$ , la viscosidad cinemática del fluido.

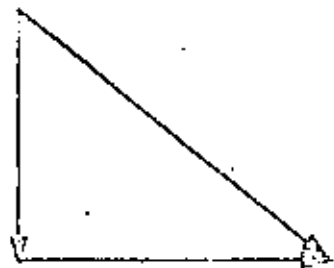
Tal número es un indicador del régimen de flujo. Mediante experimentos de laboratorio diversos investigadores han demostrado que cuando  $N_r$  toma valores menores de 1, el régimen es laminar; para valo-

res mayores de 10, es turbulento, y para valores entre 5 y 10 se presenta la transición entre ambos. Afortunadamente, en la gran mayoría de los casos el flujo a través de materiales granulares es laminar y, por tanto, la Ley de Darcy es aplicable.

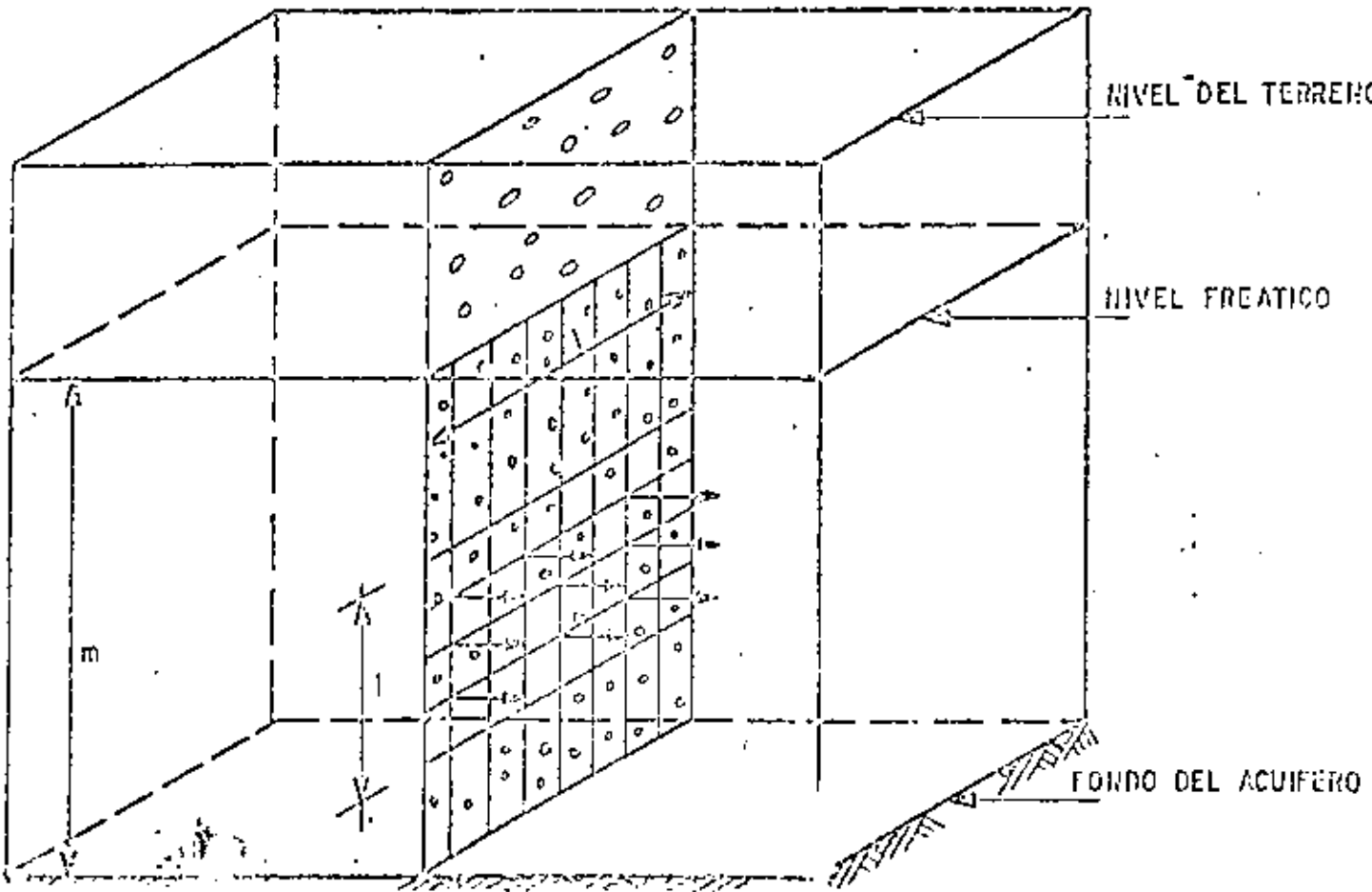
3.6.- TRANSMISIVIDAD (T=Kb).

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

ESQUEMA ILUSTRATIVO DE LAS DEFINICIONES DE PERMEABILIDAD Y TRANSMISIBILIDAD



GRADIENTE DE PRESIÓN UNIDAD





### 3.7.- COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO ESPECIFICO (Ss) 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  $\gamma_s$  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,  $\bar{p}$ , 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:

$$p = \bar{p} + \gamma h$$

siendo  $\gamma$  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:

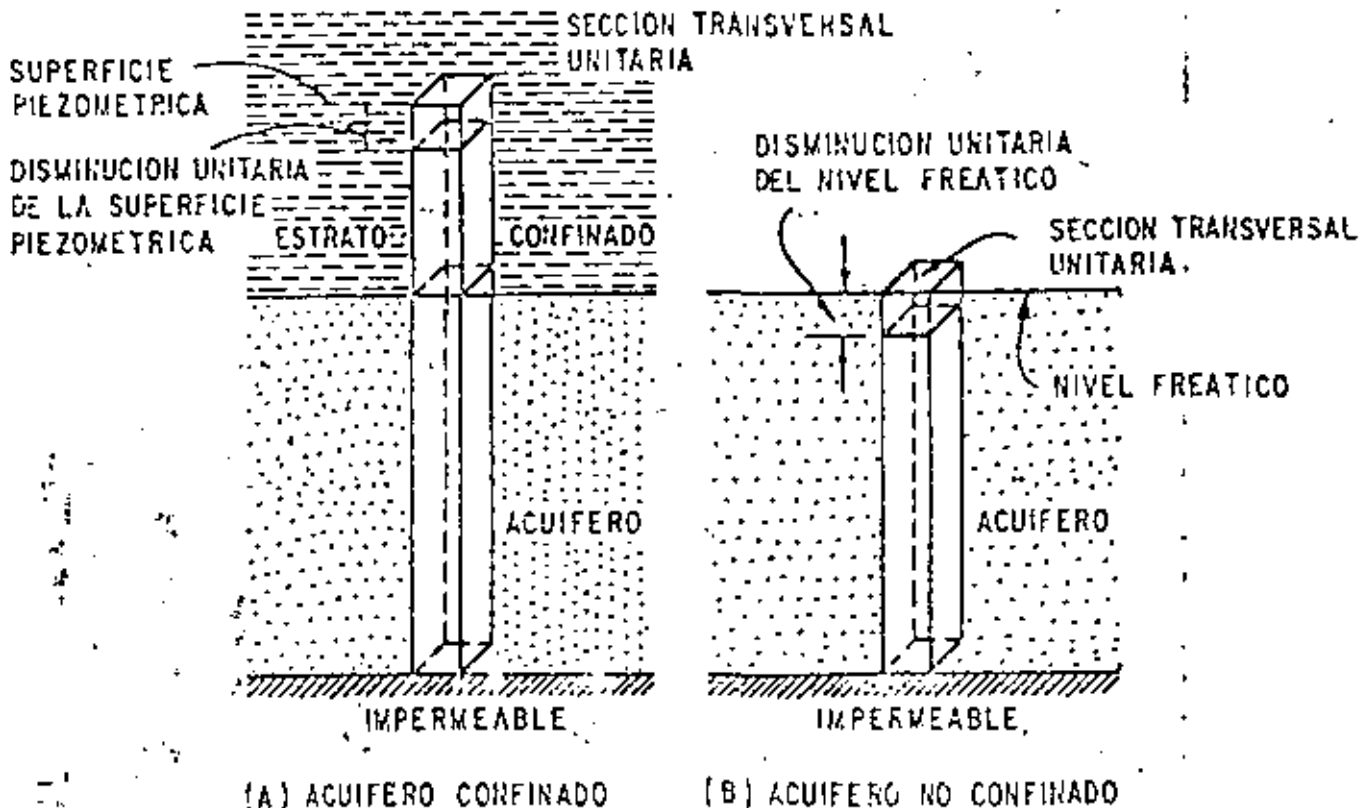
$$S = S_s \cdot b$$

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.



#### IV.- 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.

##### 4.1.- TIPOS DE ACUIFEROS.

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 este 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.

##### 4.2.- 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

# DIFERENTES TIPOS DE ACUIFEROS

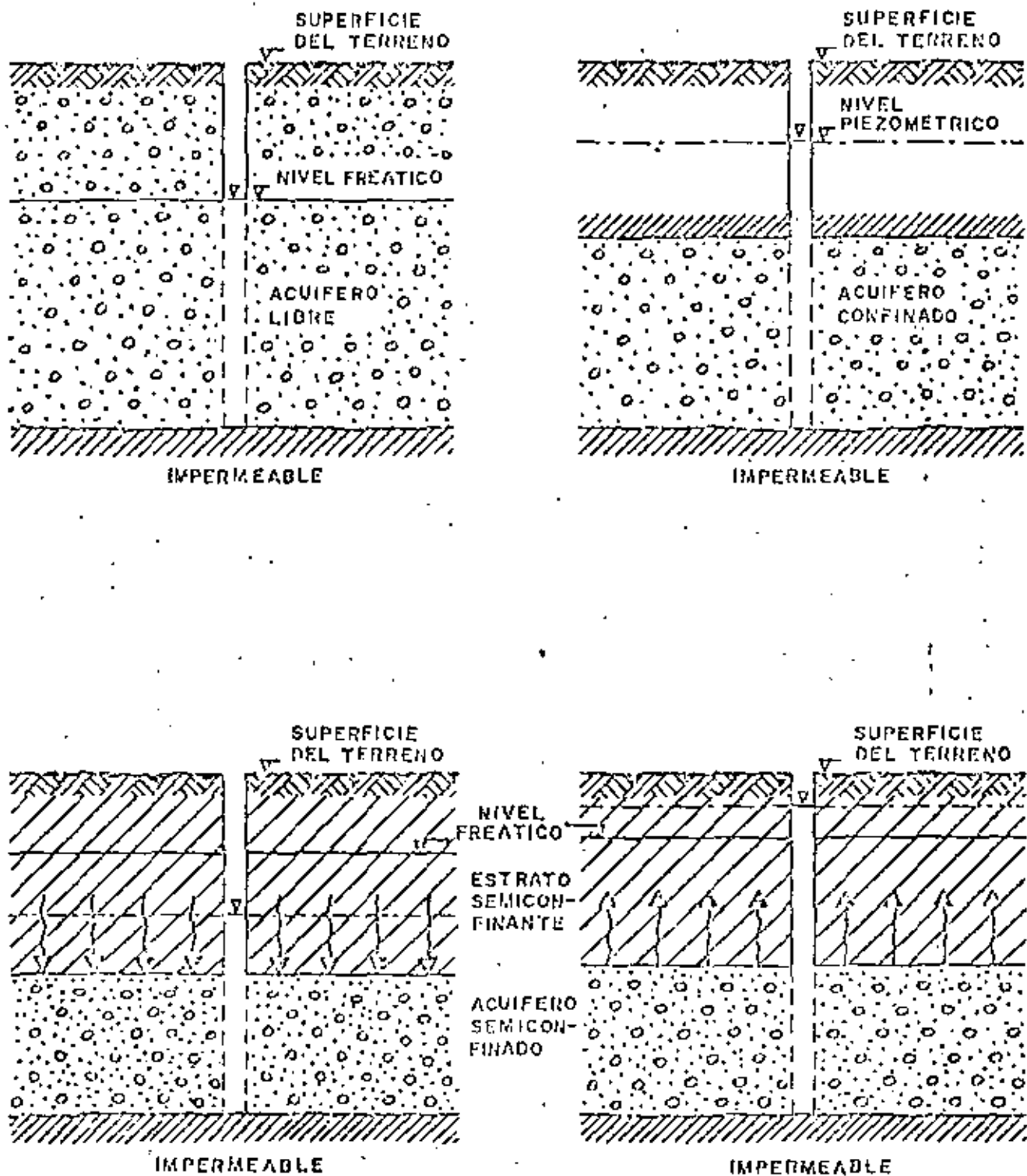


FIG. No. 2

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 construidas 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.

17a

# RECARGA DE LOS ACUIFEROS

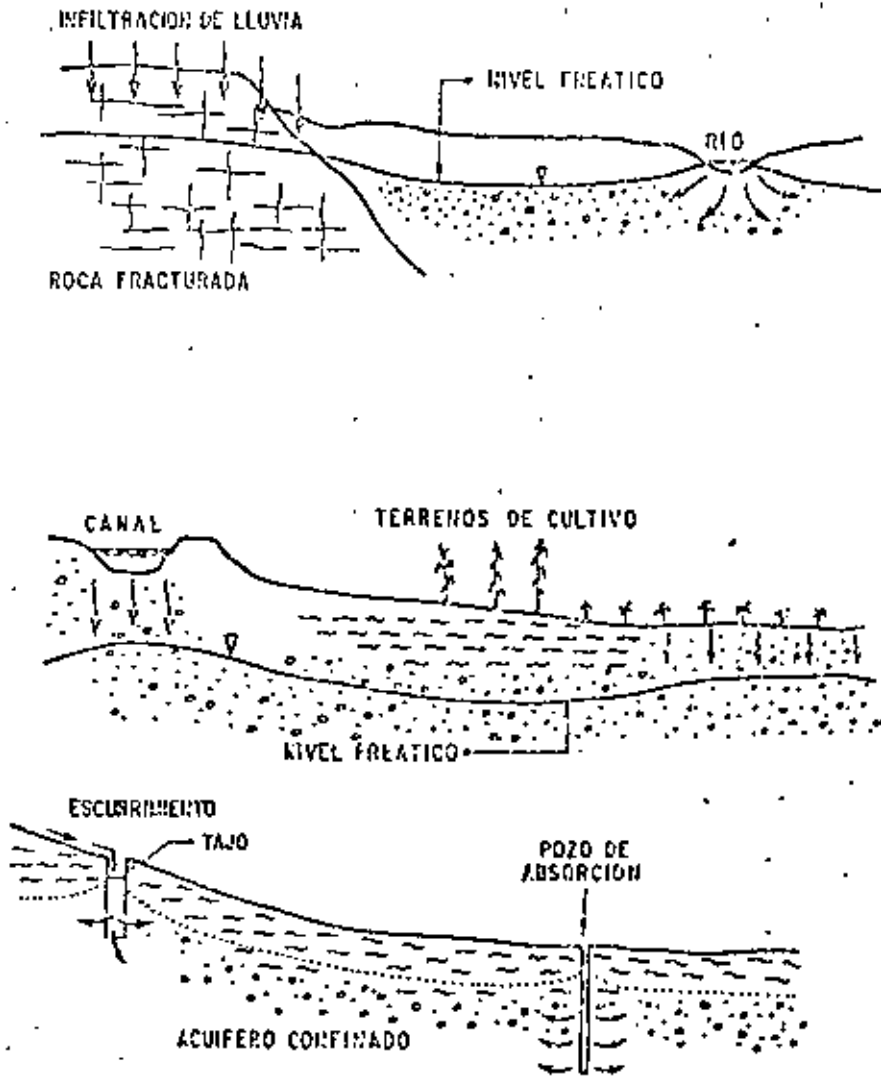
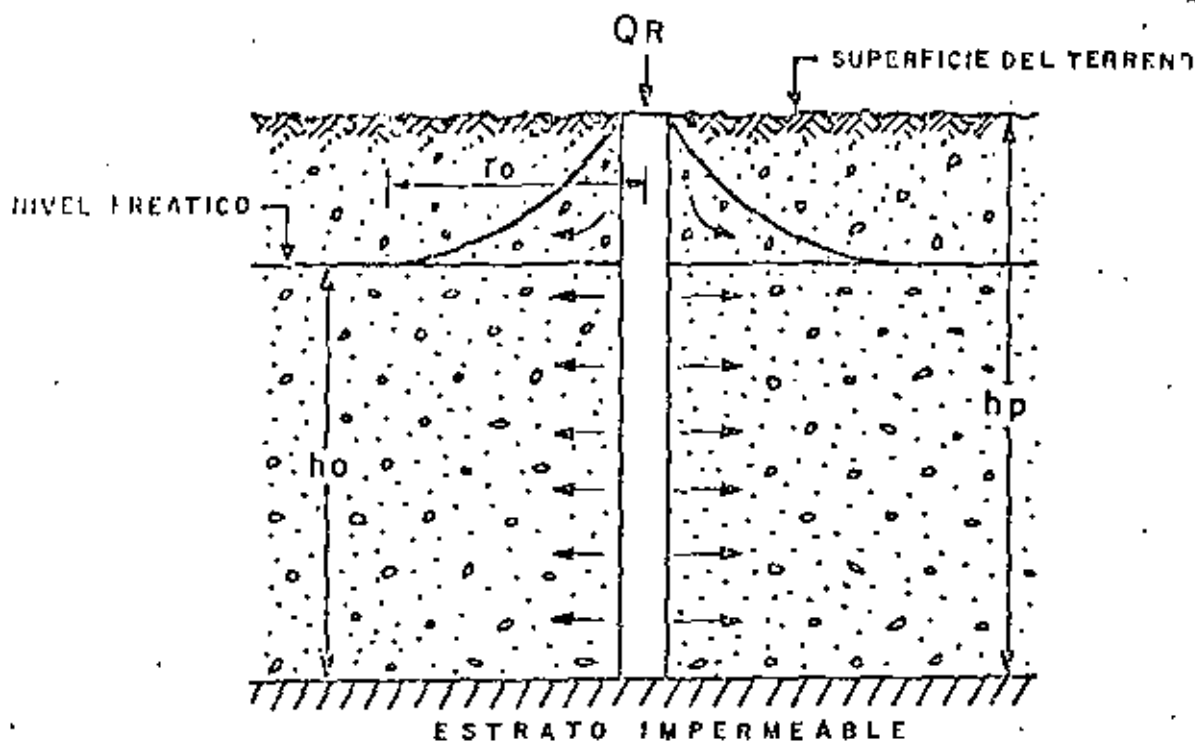
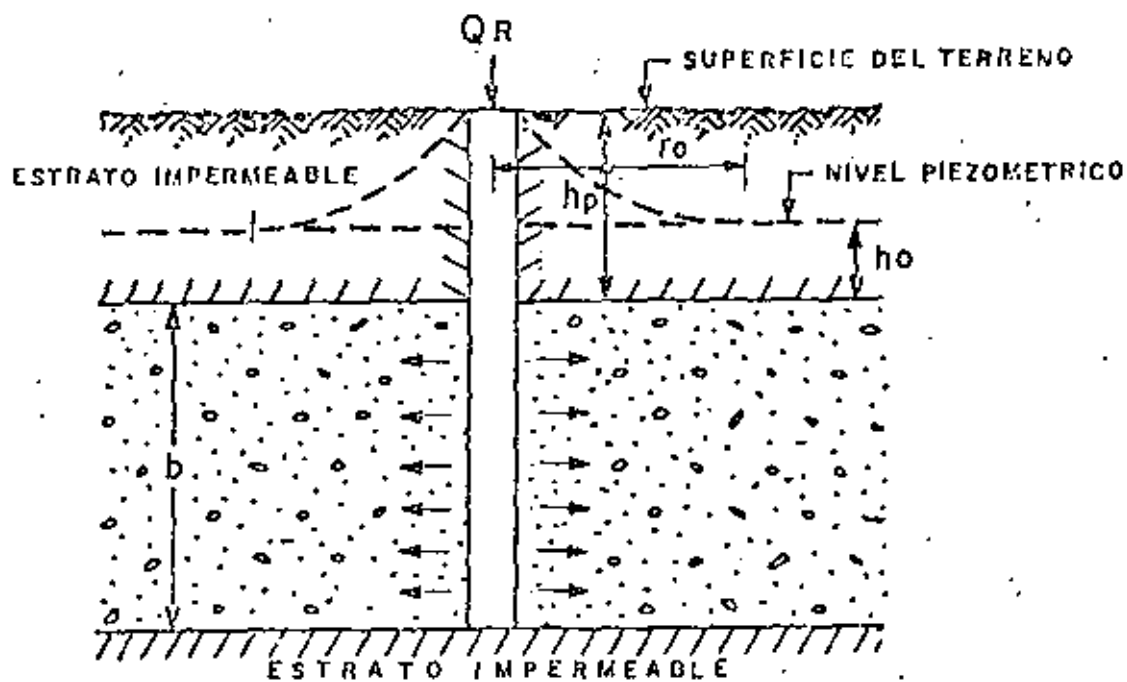


FIGURA No. 8



a) CONDICIONES LIBRES



b) CONDICIONES CONFINADAS

17c

## DESCARGA DE LOS ACUÍFEROS

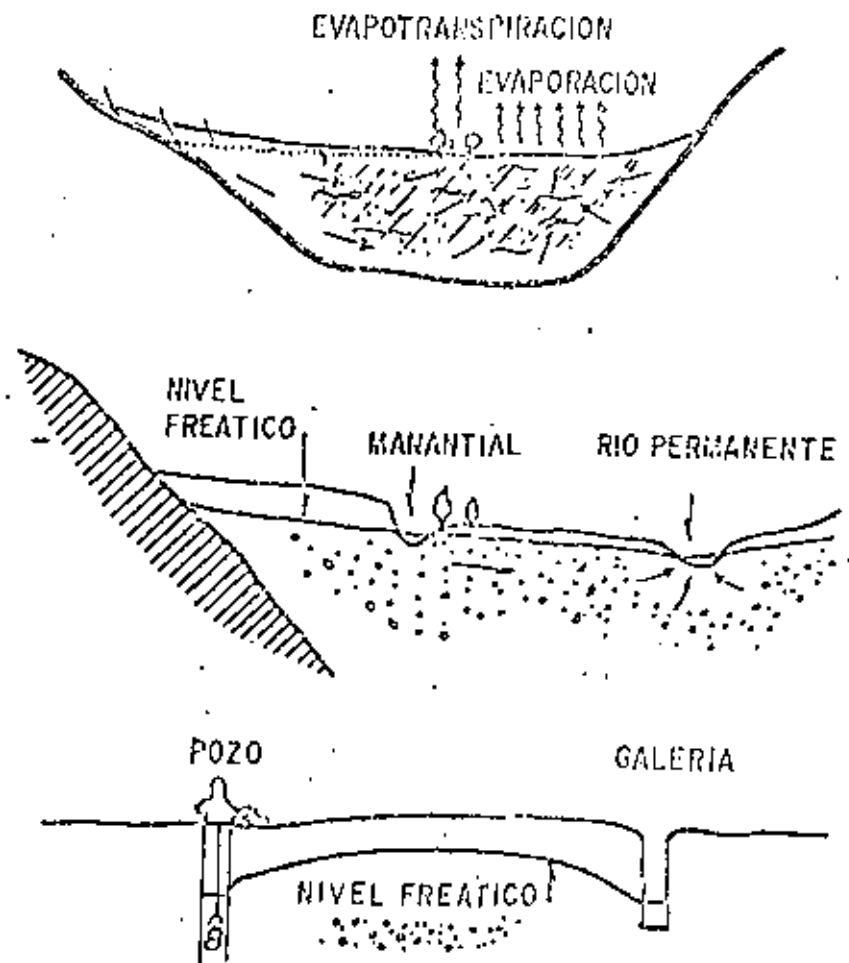


FIG. No. 10



R E F E R E N C I A S

GROUNDWATER RESOURCE EVALUATION  
=====

WALTON, ED.MC.CRAW-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



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

HIDRAULICA DE POZOS

ING. RUBÉN CHÁVEZ GUILLÉN

SEPTIEMBRE, 1983

HIDRAULICA DE POZOS

Por el Ing. Rubén Chávez Guillén.

La Hidráulica de Pozos es una de las materias más importantes de la Hidrología Subterránea, ya que proporciona las bases teóricas para interpretar o prever las fluctuaciones de los niveles freáticos o piezométricos, provocados por la extracción de agua mediante pozos.

## I.- PROBLEMAS COMUNES.

Los problemas que estudia la Hidráulica de Pozos son muy diversos; entre los más comunes se encuentran los siguientes:

- a).- Identificación de sistemas de flujo y de terminación de sus características hidráulicas.

La identificación del sistema de flujo de que se trata (confinado, semiconfinado, con fronteras impermeables o de alimentación, etc.) y la de terminación de sus características hidráulicas (coeficientes de permeabilidad, transmisibilidad, almacenamiento, etc.), son esenciales para estudiar el comportamiento de un acuífero. Tal conocimiento es indispensable, en problemas de carácter local, para prever el comportamiento de los niveles de agua bajo diferentes regímenes de bombeo de uno o varios pozos; en problemas de carácter regional, como por ejemplo la cuantificación del volumen aprovechable de un acuífero, el conocimiento de las características hidráulicas es esencial para calcular los caudales de agua que circulan en el subsuelo y las variaciones del almacenamiento subterráneo, así como para desarrollar modelos de simulación de acuíferos.

- b).- Predicción del comportamiento de los niveles de agua.

Conocidas las características hidráulicas del acuífero, mediante las fórmulas de la Hidráulica de Pozos es posible predecir los abatimientos que se provocarían bajo ciertas condiciones de bombeo. Así, por ejemplo; si se trata del diseño de un pozo, pueden calcularse los abati-

mientos que se van a provocar en el propio pozo por la extracción del caudal requerido; así mismo, es posible conocer de antemano los abatimientos que se van a provocar en captaciones cercanas a la considerada, o en qué medida se van a provocar en captaciones cercanas a la considerada, o en qué medida se van a interferir varios pozos entre sí.

c).- Diseño de campos de pozos.

El problema consiste en definir el número, distribución (espaciamiento y arreglo) y régimen de operación (caudal y tiempo de bombeo) convenientes, de los pozos necesarios para la extracción de un caudal total.

d).- Definición del régimen de operación de pozos, dada una restricción en el abatimiento de los niveles.

Específicamente, en un acuífero costero el problema puede ser la definición de un régimen de bombeo de uno o varios pozos, tal que los niveles freáticos o piezométricos no desciendan abajo de un nivel crítico, impuesto por el riesgo de contaminación salina.

e).- Drenaje vertical.

En terrenos agrícolas los niveles freáticos someros constituyen un problema por afectar los sistemas radiculares de los cultivos o propiciar la salinización del suelo; en áreas urbanas, dicha condición obstaculiza la construcción de cimentaciones. En ocasiones, la geología subterránea es tal que los drenes verticales (pozos) resultan más eficientes que los horizontales. En ese caso, la Hidráulica de Pozos aporta las herramientas teóricas para diseñar el sistema de drenaje.

f).- Recarga artificial.

Uno de los métodos utilizados para recargar un acuífero consiste en la inyección de agua a través de pozos. Conocidas las características del sistema acuífero, puede deducirse la capacidad de absorción de uno o varios pozos y predecirse la respuesta de los niveles a la recarga.

II.- PRUEBAS DE BOMBEO.

### 2.1.- GENERALIDADES.

El conocimiento de las características físicas e hidráulicas del sistema acuífero es básico para el estudio de los problemas señalados.

Generalmente, un buen corte geológico derivado de la clasificación de las muestras de los materiales atravesados durante la perforación, proporciona una idea del tipo de sistema de que se trata. De la correlación de la litología de los materiales con los rangos de permeabilidad correspondientes, puede deducirse la transmisibilidad del acuífero; lógicamente, el valor así obtenido es sólo aproximado, ya que durante la perforación y el muestreo se alteran las condiciones que tiene el material in situ, especialmente por lo que se refiere al acomodo y grado de compactación, factores que tienen gran influencia en la permeabilidad.

### 2.2.- OBJETIVOS DE LA PRUEBA.

Sin embargo, la transmisibilidad deducida en esta forma es prácticamente puntual, y la respuesta de los niveles al bombeo depende más bien de la transmisibilidad media de la porción de acuífero afectada por el mismo. Por otra parte, dicha respuesta no sólo es función de la transmisibilidad, sino también de otras propiedades hidráulicas y de las condiciones de frontera particulares del sistema de que se trata. Es necesario, pues, efectuar una prueba que dé una idea del tipo de sistema, y proporcione valores de las características hidráulicas del acuífero en el área de influencia del bombeo. Tales son los objetivos de la llamada "prueba de bombeo".

La prueba consiste en observar los efectos provocados en la superficie freática o piezométrica de un acuífero por la extracción de un caudal conocido. Los efectos (abattimientos) son registrados en el pozo de bombeo y en pozos próximos a él.

### 2.3.- SELECCION DEL SITIO DE PRUEBA.

En ocasiones, el sitio de la prueba está obligado; por ejemplo, cuando se trata de un problema de carácter local o interesa conocer las características hidráulicas del acuífero en un sitio específico.

En estudios geohidrológicos de carácter regional, generalmente hay cierta flexibilidad para elegir el sitio de prueba. Habiendo disponibilidad presupuestal para construir pozos con este fin, la prueba puede llevarse a cabo en el sitio que más convenga; aunque lo más frecuente es que tengan que utilizarse pozos ya existentes. Si en el área de interés hay varios pozos utilizables para el propósito de que se trata, en la elección del más adecuado deben considerarse los aspectos siguientes:

- que el equipo de bombeo se encuentre en condiciones apropiadas para sostener un caudal constante durante la prueba.
- que la profundidad al nivel del agua sea fácilmente medible.
- que el caudal de extracción pueda ser fácilmente aforado.
- que el agua bombeada no se infiltre hasta el acuífero en las proximidades del pozo.
- que las características constructivas y el corte geológico del pozo sean conocidos, y
- que los pozos próximos no operen durante la prueba.

Puesto que no es fácil que se cumplan simultáneamente todos estos requisitos, en cada caso deberá juzgarse con cierto criterio, si el incumplimiento de uno o varios de ellos obstaculiza significativamente o no, el buen desarrollo y la interpretación de la prueba.

#### 2.4.- POZOS DE OBSERVACION.

Para la interpretación completa de una prueba, lo ideal es contar con uno o varios pozos de observación -- dispuestos a diferentes distancias del pozo de bombeo. Cuando esto es posible las características deducidas son más -- confiables y representativas de un área mayor. Por ello, es muy recomendable disponer al menos de un pozo de observación.

### Ubicación de los Pozos de Observación.

De gran importancia es la adecuada ubicación de los pozos de observación con respecto al de bombeo. No hay una regla fija que indique la distancia a que deben situarse, ya que ésta depende de las condiciones locales particulares de cada caso. En términos generales, el emplazamiento de los pozos de observación a distancias entre 30 y 100 m del pozo de bombeo, es adecuado en la mayoría de los casos; aunque para una ubicación más cuidadosa deben contemplarse los aspectos siguientes: el tipo y la transmisibilidad del acuífero, el caudal de descarga, la ubicación y longitud del cedazo del pozo de bombeo.

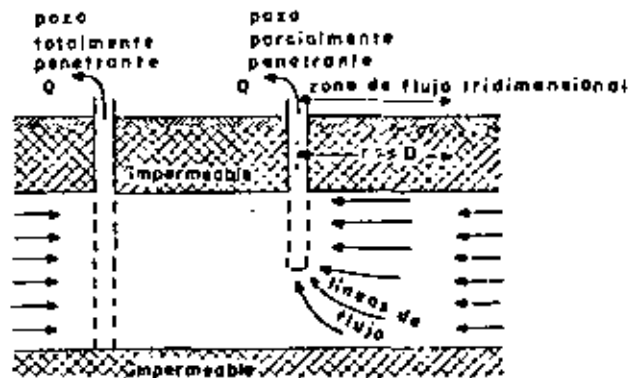
En acuíferos confinados la propagación de los efectos del bombeo es muy rápida y, por tanto, los abatimientos pueden ser medibles a distancias hasta de varios cientos de metros, incluso para tiempos cortos de bombeo. Por esta razón, en este tipo de acuíferos los pozos de observación pueden situarse bastante alejados del pozo de prueba. En cambio, en los acuíferos freáticos la propagación de los abatimientos es mucho más lenta; por consiguiente, los pozos de observación deben situarse más próximos al de bombeo, a fin de que los abatimientos sean medibles sin prolongar demasiado la prueba.

Mientras mayor es la transmisibilidad de un acuífero más extenso es el cono de abatimientos. Entonces, en un acuífero de alta transmisibilidad los pozos de observación pueden situarse más alejados del pozo de bombeo, que en un acuífero de transmisibilidad baja.

La magnitud de los abatimientos es directamente proporcional al caudal bombeado. Si éste es pequeño, los abatimientos provocados en pozos de observación relativamente alejados pueden no ser medibles, aun cuando la influencia del bombeo ya se haya extendido hasta ellos. Por tanto, mientras más bajo sea el caudal extraído, más próximos deben situarse los pozos de observación.

Cuando el cedazo del pozo de bombeo capta la mayor parte del espesor del acuífero, el flujo es predominantemente lateral. En este caso, los pozos de observación registran el mismo abatimiento independientemente de la posición y de la ubicación de su cedazo. Por el contrario, si el cedazo

del pozo bombeado capta sólo una parte del espesor del acuífero, la distribución vertical de los abatimientos no es uniforme, debido a que el flujo es tridimensional en las proximidades del pozo; como consecuencia, los abatimientos registrados en un pozo de observación dependen de la ubicación y longitud de su cedazo, y la interpretación de la prueba resulta bastante más complicada. Por esta razón, en tal caso es preferible emplazar los pozos de observación a distancias mayores de 1.5 veces el espesor del acuífero, para las cuales el flujo es prácticamente horizontal.



#### Profundidad de los Pozos de Observación.-

Tan importante como su ubicación con respecto al pozo de bombeo, es la adecuada profundidad de los pozos de observación. Naturalmente, debe cuidarse que estos capturen el mismo acuífero que está siendo bombeado. Cuando el pozo de bombeo capta la mayor parte del espesor del acuífero, y éste es más o menos homogéneo, no es necesario que los pozos de observación penetren totalmente al acuífero, siendo suficiente un cedazo de longitud reducida, de preferencia ubicado a la profundidad en que se encuentra la parte media del cedazo del pozo de bombeo.

Sin embargo, si el acuífero tiene intercalaciones de materiales arcillosos, es conveniente que el cedazo de los pozos de observación sea de mayor longitud o, todavía mejor, que se construyan pozos de observación que capturen cada estrato permeable, con el propósito de definir la intercone-



xión entre ellos. Así mismo, cuando se trata de acuíferos se miconfinados, es conveniente instalar también pozos de observación en el estrato semiconfinante, con el objeto de registrar los abatimientos provocados en él, lo que permite un conocimiento más preciso de su permeabilidad vertical.

#### Limitaciones.-

Obviamente, el empleo de pozos de observación - enfrenta una gran dificultad: su construcción en la mayoría de los casos no es viable por limitaciones económicas. Por otra parte, aun cuando dichas limitaciones no sean muy serias, es frecuente que no se aprecie lo suficiente la utilidad de una prueba confiable, y que la construcción de los pozos "testigo" se considere un gasto inútil.

Al respecto, cabe aclarar que el costo de tales pozos no es muy significativo, ya que su diámetro puede ser - muy reducido y, por lo general, no se requiere que penetren - totalmente al acuífero; por el otro lado, el mejor conocimiento del tipo de sistema y de sus características hidráulicas, que se logra cuando se dispone de ellos, es invaluable en el estudio de diversos problemas de agua subterránea.

Cuando no se dispone de medios económicos para construirlos, pero se tiene cierta libertad para elegir el em plazamiento del pozo de bombeo, éste puede ubicarse en las -- proximidades de pozos existentes para utilizarlos en la prueba, siempre y cuando las características de ellos sean adecu das para tal fin. Lo más común, sin embargo, es que no se - disponga de pozos de observación, y que la prueba se limite a observar los abatimientos en el pozo de bombeo. Debido a que en su interior y en su vecindad inmediata se presentan efectos locales complejos, difíciles de tomar en cuenta en las solu ciones teóricas (concentraciones de flujo; influencia del fil tro de grava; pérdidas por entrada, fluctuaciones, cambios de dirección; turbulencias . . .), la interpretación de las prue bas en este caso es aún muy dudosa y, por lo mismo, los resul tados de ella deben tomarse con ciertas reservas.

#### 2.5.- DURACION DE LA PRUEBA.

La duración recomendable de una prueba de bombeo depende de las características del sistema acuífero estudiado y de la precisión con que se desca conocer sus característi cas hidráulicas; desde luego, en la práctica está sujeta a la

disponibilidad de los pozos (cuando se utilizan pozos particulares) y a limitaciones económicas. Una prueba de larga duración tiene varias ventajas: las características deducidas de su interpretación son representativas de una área mayor, ya que los efectos del bombeo se propagan a mayor distancia; en ocasiones, revela la presencia de fronteras laterales; en algunos casos, se alcanza la estabilización del cono de abatimiento, facilitando la interpretación de la prueba.

La duración recomendable varía entre varias - - horas y varios días, siendo conveniente prolongarla tanto como sea posible, sobre todo cuando se cuenta con pozos de observación; en caso contrario, no se justifica realizar pruebas largas y, en general, son suficientes unas cuantas horas de bombeo. En todo caso, el graficado, en el sitio de prueba, del comportamiento de los niveles del agua proporciona elementos de juicio para continuar o suspender la prueba, como se indica más adelante.

Para verificar los resultados deducidos mediante la llamada "etapa de bombeo" ó "etapa de abatimiento", se lleva a cabo la llamada "etapa de recuperación", que consiste en observar el comportamiento de los niveles al suspender el bombeo durante un cierto tiempo; la duración de esta etapa es, generalmente, semejante a la de la etapa anterior.

## 2.6.- EJECUCION DE LA PRUEBA.

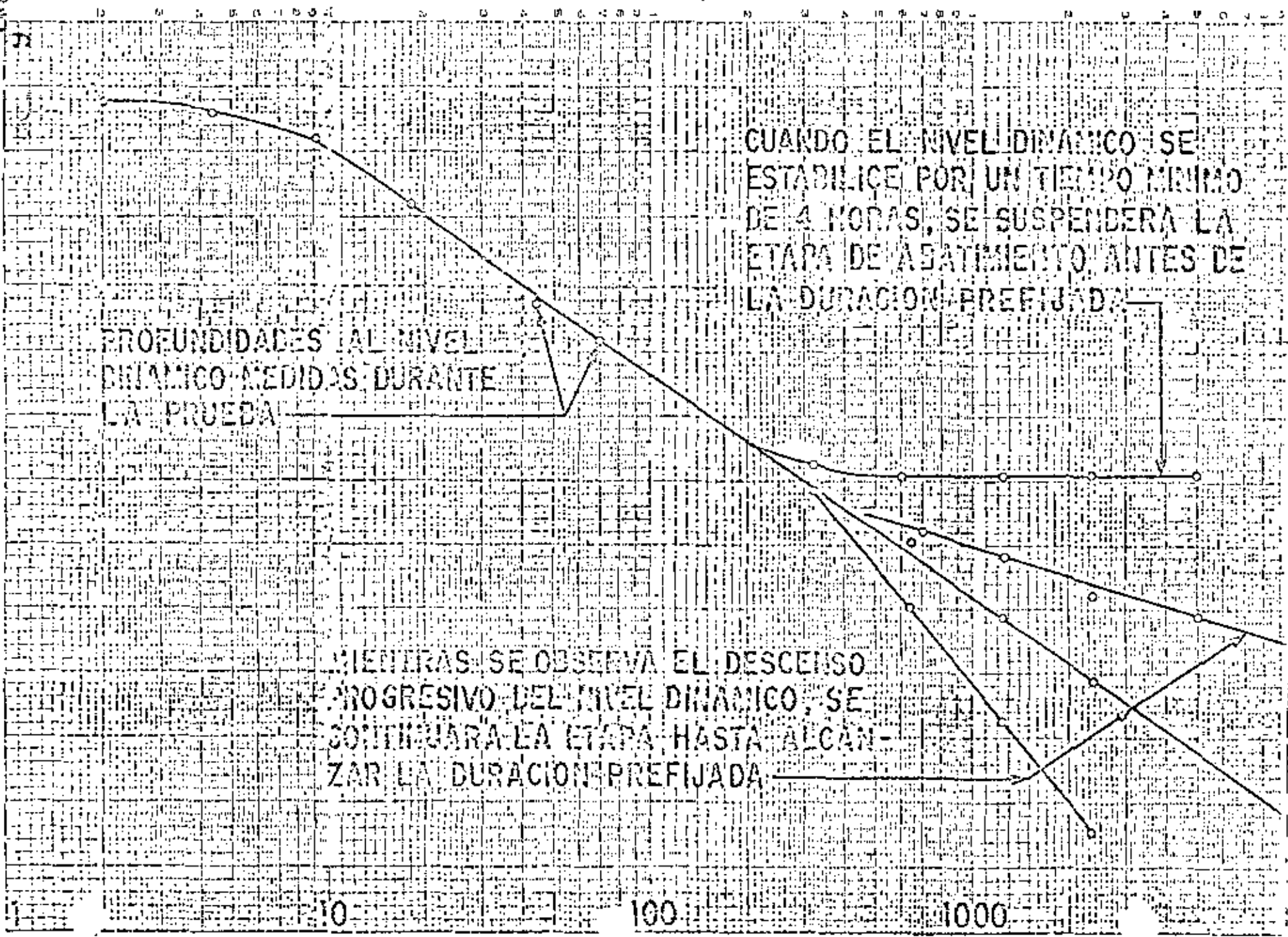
Antes de iniciar la prueba, se revisará el equipo a utilizar (cronómetros, sondas, cintas métricas, escuadra para aforo, etc.), para verificar su correcto funcionamiento. El cable de las sondas deberá ser previamente calibrado. Cuando se cuente con varias sondas, se procurará, en lo posible, que todas las observaciones en un pozo se efectúen con la misma sonda.

Seguidamente, se llevarán a cabo las actividades siguientes:

a).- Inmediatamente antes de iniciar el bombeo, se medirá la profundidad al nivel estático en el pozo de bombeo y en el (o los) de observación. Se anotará la hora de iniciación de la prueba y las lecturas iniciales con el nombre de los pozos a que corresponden.

# TIEMPO DE BOMBEO, EN MINUTOS

Profundidad al nivel dinámico, en metros



b).- Se iniciará el bombeo, procurando mantener un caudal constante, y se procederá a medir la profundidad al nivel del agua en el pozo de bombeo y en el (o los) de observación, con la secuela de tiempos que se indica a continuación:

LECTURA	TIEMPO A PARTIR DE LA INICIACION DEL BOMBEO
1	Inmediatamente antes de iniciar el bombeo.
2	15 Segundos
3	30 Segundos
4	1 Minuto
5	2 Minutos
6	4 Minutos
7	8 Minutos
8	15 Minutos
9	30 Minutos
10	1 Hora
11	2 Horas
12	4 Horas
13	8 Horas
14	16 Horas
15	24 Horas
16	32 Horas
17	40 Horas
18	48 Horas

c).- A intervalos de tiempo seleccionados, se harán las observaciones o lecturas necesarias para cuantificar el caudal de bombeo.

d).- Con las observaciones realizadas, se -- construirá, en el sitio de prueba, la gráfica de variación del nivel dinámico en el tiempo, para el pozo de bombeo y -- para cada uno de los pozos de observación. En la grafica-- ción podrá utilizarse papel con trazado aritmético o semilo garítmico ( los tiempos se llevarán en la escala logarítmi-- ca ). Estas gráficas son útiles para juzgar el correcto de sarrollo de la prueba: permiten detectar errores de medi-- ción, variaciones sensibles de caudal y otras anomalías cau-- sadas por factores externos, y constituyen un elemento de -- juicio para continuar o suspender una prueba.

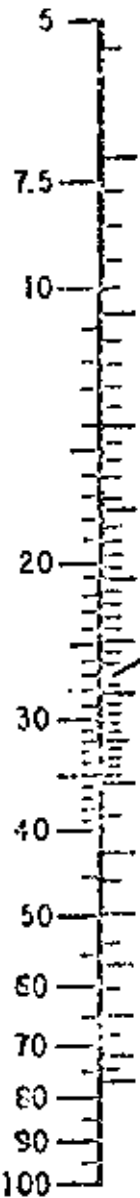
# NOMOGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO A TRAVES DE UN TUBO

FORMULA RESUELTA

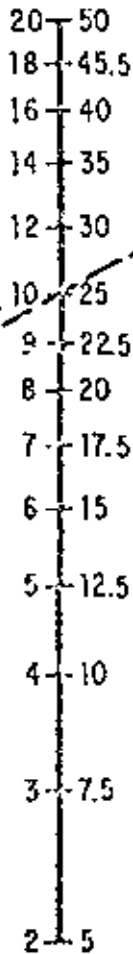
$$Q = 0.0174 \frac{A D^2}{\sqrt{R}}$$

D, H, A, EN CM.  
Q EN LPS

"A" EN CMS. CUANDO "H" ES IGUAL A 15 CMS.

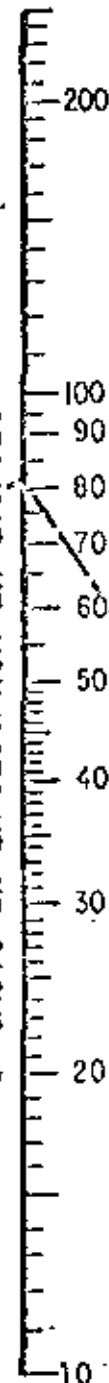


"D" DIAMETRO INTERIOR DEL TUBO EN PULGS.

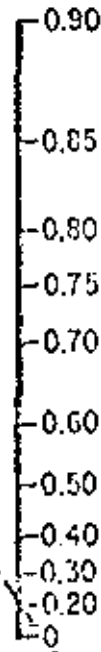


DIAMETRO DE LA TUBERIA EN CMS.

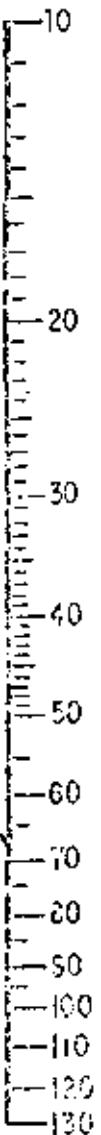
"Q" GASTO EN LA DESCARGA EN LTS/SEG



SOLUCION



"Q" GASTO AJUSTADO PARA TUBOS PARCIALMENTE LLENOS LTS/SEG.



ESCUADRA DE CARPINTERO  
O REGLA PLEGADIZA



EJEMPLO 1  
TUBO LLENO

- ) EL DIAMETRO DEL TUBO 25 (10")
- ) "A" = 27.5 cm.
- ) "H" = 15 cm.

ESCUADRA DE CARPINTERO



EJEMPLO 2  
TUBO PARCIALMENTE LLENO

- ) EL DIAMETRO DEL TUBO 25 (10")
- ) "A" = 27.5 cm.
- ) "H" = 15 cm.
- ) "Z" = 5 cm.

$$Z/D = \frac{\text{FALTANTE}}{\text{DIAMETRO}} = \frac{5}{25} = \frac{1}{5} = 0.20$$

VALORES DEL COEFICIENTE  
DE  
DESCARGA K' EN TUBERIAS

DIAMETRO DE ORIFICIO (")	DIAMETRO DE DESCARGA EN PULGADAS							
	3	4	5	6	7	8	10	12
2	0.539	0.453	0.562	0.553				
2 1/4	0.892	0.950	0.716	0.706	0.697			
2 1/2	1.243	0.973	0.931	0.851	0.870	0.859		
2 3/4		1.256	1.117	1.074	1.057	1.048		
3		1.862	1.365	1.293	1.276	1.253	1.231	
3 1/4		2.406	1.666	1.553	1.503	1.483	1.451	
3 1/2			2.014	1.845	1.767	1.735	1.703	
3 3/4			2.306	2.165	2.061	2.005	1.953	1.939
4			3.097	2.546	2.387	2.305	2.243	2.220
4 1/4				2.979	2.759	2.646	2.558	2.513
4 1/2				3.575	3.172	3.021	2.890	2.830
4 3/4				4.205	3.615	3.420	3.240	3.162
5				4.973	4.197	3.957	3.706	3.531
5 1/4					4.862	4.350	4.084	3.904
5 1/2					5.229	4.639	4.476	4.310
5 3/4					6.572	5.716	5.494	5.319
6						6.336	5.879	5.682
6 1/4						7.280	6.619	6.391
6 1/2						8.299	6.850	6.613
6 3/4							7.303	6.794
7							8.042	7.305
7 1/4							8.833	8.008
7 1/2							9.931	8.662
7 3/4							11.047	9.405
8							12.334	10.145
8 1/4							13.533	10.936
8 1/2								11.930
8 3/4								13.015
9								14.361
9 1/4								15.523
9 1/2								17.454
9 3/4								16.667
10								19.593

$$Q = K' \sqrt{h}$$

Q en lps

h en cm.

e).- La duración de la etapa de bombeo, fijada inicialmente como se indicó en (2.5) podrá modificarse con el criterio siguiente:

- Si el caudal de bombeo varía apreciablemente, en forma continúa e incontrolable, se suspenderá la prueba.
- Cuando en la gráfica nivel dinámico-tiempo, - del pozo bombeado (en trazado semilogarítmico o aritmético) se observe una estabilización del nivel dinámico por un tiempo mínimo de 4 hs, podrá suspenderse la etapa de bombeo antes de alcanzar la duración prefijada, (ver gráfica anexa).

f).- Una vez concluída la etapa de bombeo, se iniciará la de recuperación, en la que se efectuarán observaciones en los tiempos indicados a continuación:

LECTURA	TIEMPO A PARTIR DE LA SUSPENSION DEL BOMBEO
1	Inmediatamente antes de suspender el bombeo.
2	15 Segundos
3	30 Segundos
4	1 Minuto
5	2 Minutos
6	4 Minutos
7	8 Minutos
8	15 Minutos
9	30 Minutos
10	1 Hora
11	2 Horas
12	4 Horas
13	8 Horas
14	16 Horas
15	24 Horas
16	32 Horas
17	40 Horas
18	48 Horas

g).- Los tiempos indicados en los incisos b) y f) son una guía de la frecuencia con la que deben realizarse las observaciones. Si, por cualquier causa, no puede hacer-

se contacto con el nivel dinámico en el tiempo señalado, se hará la medición y se indicará el tiempo real a que corresponde.

## 2.7.- COMENTARIOS GENERALES.

De todo lo expuesto se desprende que una prueba de bombeo requiere una cuidadosa programación e implica un cierto gasto más o menos significativo. Desde luego, la duración del bombeo y el número de pozos de observación recomendables en cada caso particular, depende del tipo de problema de que se trate. En muchos casos no se justifica una prueba larga, ni la construcción de pozos "testigo"; por ejemplo, cuando se trata de problemas de carácter muy local. En cambio, cuando se trata de problemas más complejos o de carácter regional, como el cálculo de la disponibilidad de agua subterránea de una zona, o el diseño de un campo de pozos o de un sistema de drenaje agrícola, se justifica plenamente el gasto que implica la ejecución de una prueba completa, ya que un conocimiento insuficiente o equivocado de las características del sistema, se puede traducir en graves perjuicios económicos.

## III.- ANALISIS DE LAS PRUEBAS.

La interpretación de las pruebas de bombeo en acuíferos granulares, se basa en soluciones teóricas deducidas resolviendo la ecuación diferencial de flujo, para las condiciones de frontera representativas de diversos sistemas. Dichas soluciones expresan matemáticamente el comportamiento de los niveles piezométricos en el área estudiada por el bombeo.

Al realizar una prueba, la gráfica de las observaciones sugiere el tipo de sistema de que se trata. Mediante consideraciones geológicas, hidrológicas y topográficas, basadas en la información complementaria disponible (cortes geológicos, registros eléctricos, geología superficial, presencia de canales o ríos, pendiente topográfica, etc.), se confirma, modifica o descarta la suposición hecha inicialmente. Una vez identificado el sistema, a partir de las ecuaciones correspondientes pueden deducirse las características hidráulicas buscadas.

Naturalmente, para que el problema sea atacable analíticamente, es necesario simplificar los sistemas conside



rados, introduciendo algunas hipótesis. Las más comunes son:

- el acuífero tiene extensión lateral infinita.
- el acuífero es homogéneo, isótropo y de espesor uniforme en el área afectada por el bombeo.
- la superficie piezométrica o la superficie freática, según el caso, es aproximadamente horizontal en el área de influencia del bombeo, antes de iniciarse la prueba.
- el caudal de descarga es constante.
- el pozo capta totalmente el espesor del acuífero.

Aparentemente, estas hipótesis limitan seriamente la aplicabilidad de las soluciones a casos reales; sin embargo, no deben considerarse en forma rigurosa sino con un enfoque práctico. Es claro que las condiciones naturales siempre diferirán en cierta medida de las condiciones teóricas; pero en muchos casos tales desviaciones no son significativas desde el punto de vista práctico.

Conviene aclarar, sobre todo, que las hipótesis señaladas deben cumplirse, exclusivamente, en el área afectada por el bombeo, la cual no es de extensión muy considerable. Este hecho hace a las hipótesis más "razonables". En efecto, las características hidráulicas y el espesor medio de un acuífero, generalmente no presentan variaciones importantes en el área comprendida por el cono de abatimientos; en condiciones naturales la superficie freática o la superficie piezométrica tienen gradientes muy pequeños, por lo que pueden suponerse prácticamente horizontales; en cuanto a la homogeneidad, la presencia de intercalaciones de materiales de litología y permeabilidad diferentes a las del acuífero, sólo afectan localmente la distribución de abatimientos, pero no influyen significativamente en el comportamiento de conjunto del acuífero.

Obviamente, cuando las condiciones reales se apartan notablemente de las establecidas en las hipótesis, las soluciones basadas en éstas dejan de ser aplicables, y es ne-

cesario utilizar otras soluciones cuyas hipótesis se ajusten razonablemente a la situación real.

### 3.1.- MECANISMO DEL FLUJO HACIA UN POZO.

Cuando un pozo es bombeado, la superficie freática (o piezométrica) del acuífero es abatida en sus alrededores. El abatimiento provocado es máximo en el pozo de bombeo y decrece conforme aumenta la distancia al pozo, hasta ser prácticamente nulo. Como el abatimiento a cierta distancia del pozo es el mismo en todas direcciones, el área de influencia del bombeo es un círculo (si el acuífero es relativamente homogéneo e isótropo) cuyo radio depende de las características hidráulicas y del tiempo de bombeo, entre otros factores.

Dado que la presión mínima se tiene en el pozo de bombeo, el agua fluye hacia él desde todas direcciones. Si el flujo es horizontal, conforme el agua se acerca al pozo, se mueve a través de superficies cilíndricas de área cada vez menor; como consecuencia, la velocidad del agua va incrementando conforme ésta se acerca al pozo. Puesto que la velocidad es proporcional al gradiente hidráulico, de acuerdo con la ley de Darcy, la pendiente de la superficie piezométrica incrementa gradualmente hacia el pozo, lo que da a dicha superficie una forma aproximadamente cónica. Por ello, a la depresión piezométrica provocada por el bombeo, se le acostumbra llamar "cono de depresión".

El agua bombeada por el pozo es tomada del almacenamiento del acuífero. Si no hay recarga vertical en el área afectada por el bombeo, la depresión piezométrica se va expandiendo afectando un área cada vez mayor. Al crecer el área afectada, los abatimientos necesarios para mantener la extracción del pozo son cada vez menores, alcanzándose un momento en el que la superficie piezométrica se estabiliza en las proximidades del pozo. En estas condiciones se dice que el flujo está establecido.

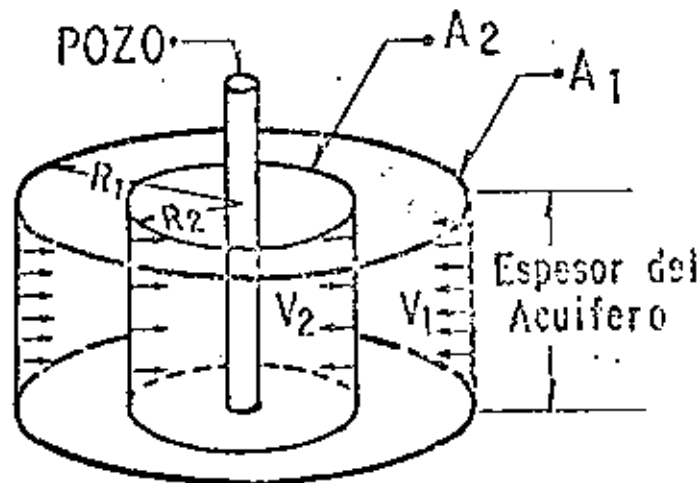
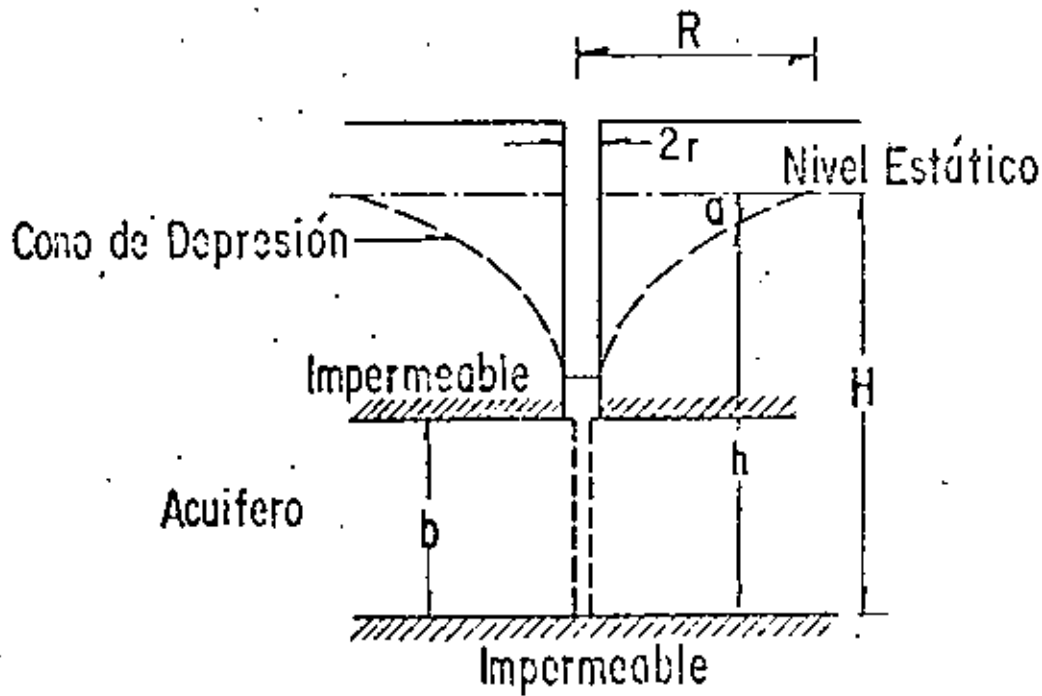
### 3.2.- POZOS EN ACUIFEROS CONFINADOS.

Pruebas en régimen de flujo establecido.-

Puede demostrarse que la solución de la ecuación diferencial

$$\frac{d^2h}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dh}{dr} = 0 \quad (1)$$

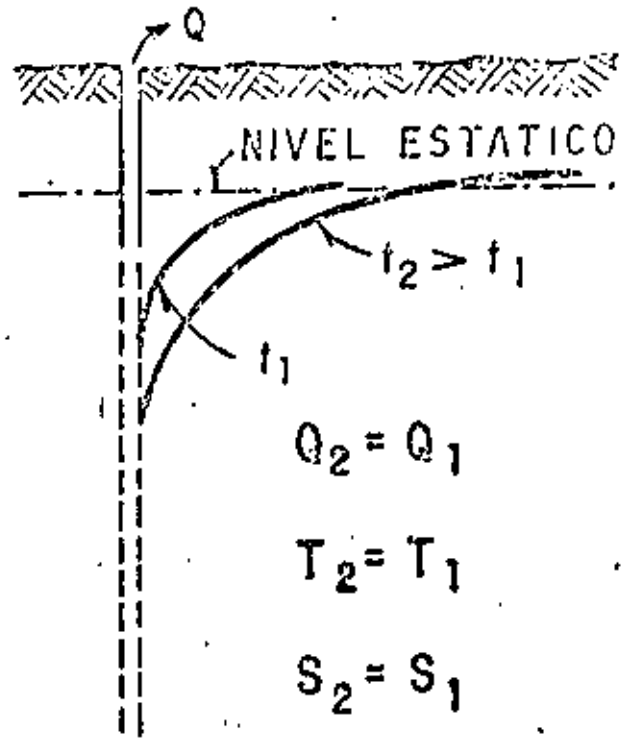
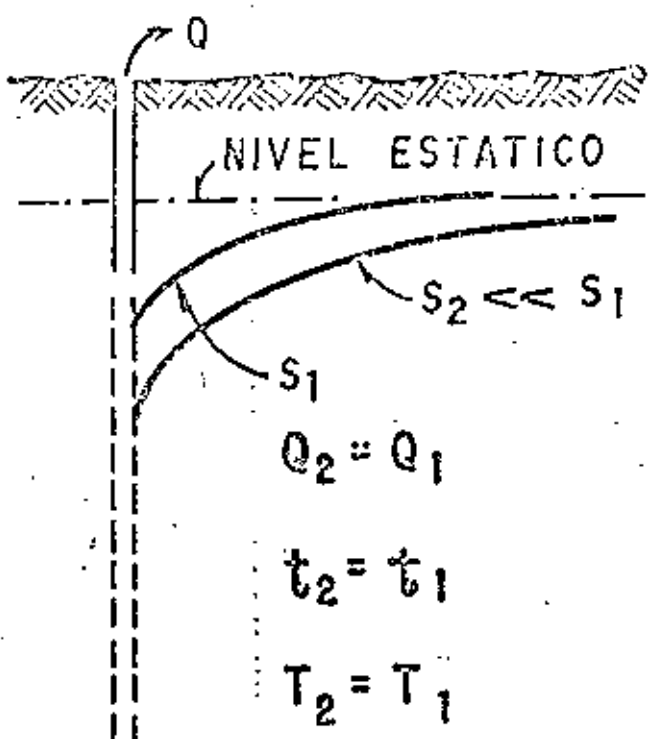
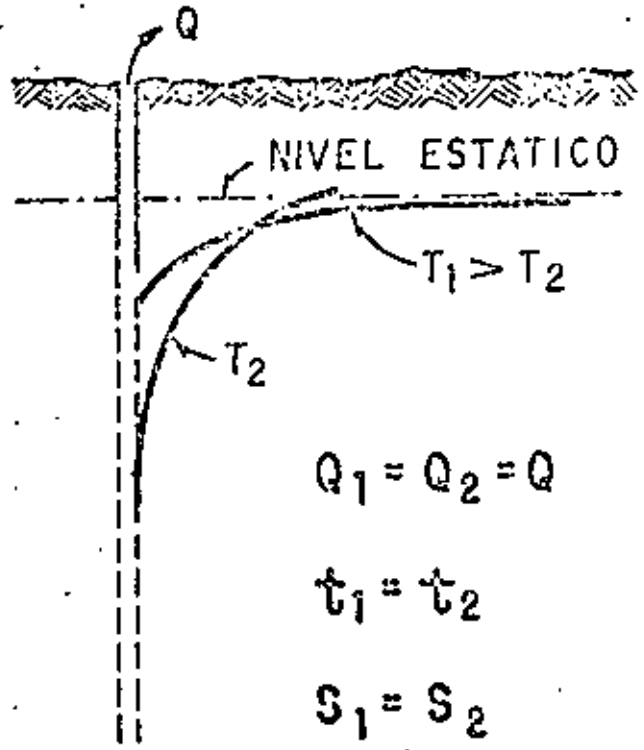
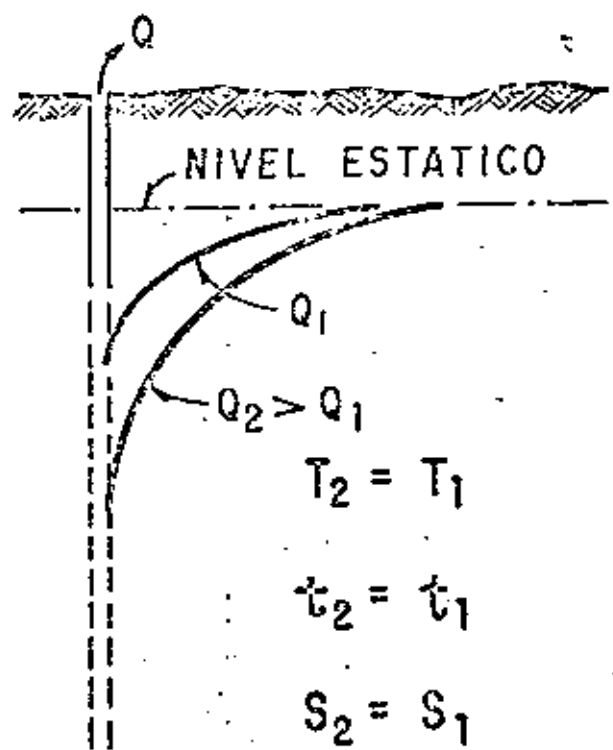
# MECANISMO DEL FLUJO HACIA UN POZO



$$R_1 = 2 R_2 \quad A_1 = 2 A_2$$

$$V_2 = 2 V_1$$

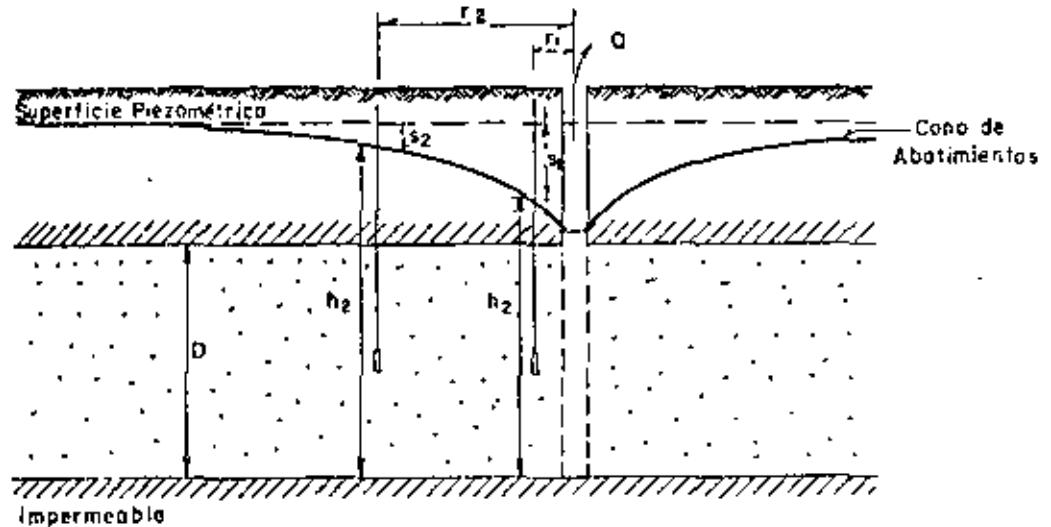
FIG. C.- INFLUENCIA DEL CAUDAL (Q) TIEMPO DE BOMBEO (t), TRANSMISIBILIDAD (T), Y ALMACENAMIENTO (S), EN LA FORMA Y DIMENSIONES DEL CONO DE DEPRESION



sujeta a las condiciones de frontera correspondientes al sistema ilustrado en la figura, es:

$$h_1 - h_2 = \frac{Q}{2\pi Kb} L \frac{r_1}{r_2} \quad (2)$$

en la que:  $h_1$  y  $h_2$  son las elevaciones del nivel del agua a las distancias  $r_1$  y  $r_2$  del pozo de bombeo, respectivamente;  $Q$ , el caudal bombeado;  $K$ , la permeabilidad del acuífero, y  $b$ , su espesor saturado. Esta solución se basa en la hipótesis de que el flujo hacia el pozo se encuentra establecido, y en todas las -- antes señaladas.



La expresión anterior, llamada "Fórmula de Thiem", permite calcular la permeabilidad cuando se conoce la posición del nivel del agua en dos pozos de observación:

$$K = \frac{Q}{2\pi b (a_2 - a_1)} L \frac{r_1}{r_2} \quad (3)$$

Cuando sólo se dispone de un pozo de observación, la permeabilidad se deduce mediante la ecuación:

$$K = \frac{Q}{2\pi b (a_p - a_1)} L \frac{r_1}{r_p} \quad (4)$$

## HIPOTESIS BASICAS DE LA ECUACION DE THIESS

- 1). - ACUIFERO HOMOGENEO E ISOTROPO EN EL AREA AFECTADA POR EL BOMBEO.
- 2). - EL ESPESOR DEL ACUIFERO ES CONSTANTE (ACUIFERO - CONFINADO) O EL ESPESOR SATURADO INICIAL ES CONSTANTE ANTES DE INICIAR EL BOMBEO (ACUIFERO LIBRE).
- 3). - EL POZO ES TOTALMENTE PENETRANTE.
- 4). - LA SUPERFICIE PIEZOMETRICA O FREATICA ES HORIZONTAL ANTES DE INICIARSE EL BOMBEO.
- 5). - EL ABATIMIENTO EN LAS PROXIMIDADES DEL POZO NO VARIA EN EL TIEMPO.

en la que  $r_p$  es el radio del pozo de bombeo, y  $a_p$  es el abatimiento registrado en el mismo. Esta expresión debe utilizarse con reservas, porque el abatimiento medido en el pozo está influenciado por las pérdidas locales en el pozo de bombeo.

Aun cuando las fórmulas anteriores son aplicables a algunos casos prácticos, tienen dos limitaciones principales: no proporcionan información respecto al coeficiente de almacenamiento, ni permiten calcular los abatimientos en función del tiempo.

#### Pruebas de bombeo en régimen transitorio.-

En 1935, C. V. Theis inició el estudio de la hidráulica de pozos en régimen transitorio, al desarrollar la fórmula que lleva su nombre. Mediante ella pueden deducirse los valores de los coeficientes de transmisibilidad y almacenamiento, a partir de los abatimientos registrados en uno o varios pozos de observación para diferentes tiempos de bombeo, con la ventaja de que no es necesario esperar la estabilización del cono de abatimientos, como en el caso anterior.

La solución desarrollada por Theis, es:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (5)$$

donde:  $a$  es el abatimiento registrado a la distancia  $r$  del pozo de bombeo;  $Q$ , es el caudal;  $T$ , la transmisibilidad;  $W(u)$ , la función de pozo, y

$$u = \frac{r^2 S}{4 Tt} \quad (6)$$

Con base en las expresiones (5) y (6), Theis desarrolló el método gráfico-numérico de solución para determinar los parámetros  $T$  y  $S$ , que a continuación se describe:

- a).- Trazar la curva tipo  $W(u) - 1/u$  en papel con trazado doble logarítmico.
- b).- Construir la gráfica abatimiento-tiempo del pozo de observación en papel idéntico al utilizado en el inciso a).
- c).- Superponer las gráficas manteniendo los ejes paralelos, y buscar la coincidencia de la -

## HIPOTESIS BASICAS DE LA ECUACION DE THEIS

- a).- EL ACUIFERO ES HOMOGENEO E ISOTROPO.
- b).- EL ESPESOR SATURADO DEL ACUIFERO ES CONSTANTE.
- c).- EL ACUIFERO TIENE EXTENSION LATERAL INFINITA.
- d).- EL CAUDAL BOMBEADO PROCEDE DEL ALMACENAMIENTO DEL ACUIFERO.
- e).- EL POZO ES TOTALMENTE PENETRANTE.
- f).- EL ACUIFERO LIBERA EL AGUA INSTANTANEAMENTE AL ABATIRSE LA SUPERFICIE PIEZOMETRICA.



curva de campo y curva tipo.

- d).- Seleccionar un punto de ajuste y obtener sus coordenadas en los cuatro ejes.
- e).- Substituir los valores de las coordenadas en las ecuaciones (5) y (6), despejando los valores de T y S.

En la figura se muestra la curva tipo; la figura ilustra la interpretación de una prueba de bombeo.

En general, debe darse menor peso a los puntos correspondientes a los tiempos más cortos, pues en esta parte de la prueba pueden tenerse las mayores discrepancias entre las condiciones reales y las hipótesis establecidas para obtener la fórmula: hay cierto retraso entre el abatimiento de la superficie piezométrica y la liberación del agua, retraso que puede ser mayor en esta parte de la prueba, en la que los niveles se abaten rápidamente; el caudal puede variar apreciablemente por el incremento brusco de la carga de bombeo, etc. Para tiempos mayores de bombeo, estas discrepancias se van minimizando y se tiene un mejor ajuste entre la teoría y las condiciones reales.

Un método más sencillo para la interpretación de las pruebas, fué desarrollado por Jacob, quien observó -- que para tiempos largos ( $t > 5Sr^2/T$ ), la ecuación (5) puede expresarse:

$$a = \frac{2.30Q}{4\pi T} \log \frac{2.25 Tt}{r^2S}$$

A partir de esta fórmula, desarrolló el método gráfico de interpretación que lleva su nombre, y que consiste en lo siguiente:

- a).- Construir la gráfica abatimiento (en escala aritmética) contra tiempo (en escala logarítmica).
- b).- Pasar una recta por los puntos que se alinean, y determinar su pendiente. Los puntos correspondientes a los primeros minutos de la prueba se apartan generalmente

# CURVA TIPO PARA INTERPRETACION DE PRUEBAS DE BOMBEO EN POZOS TOTALMENTE PENETRANTES EN ACUIFEROS CONFINANTES

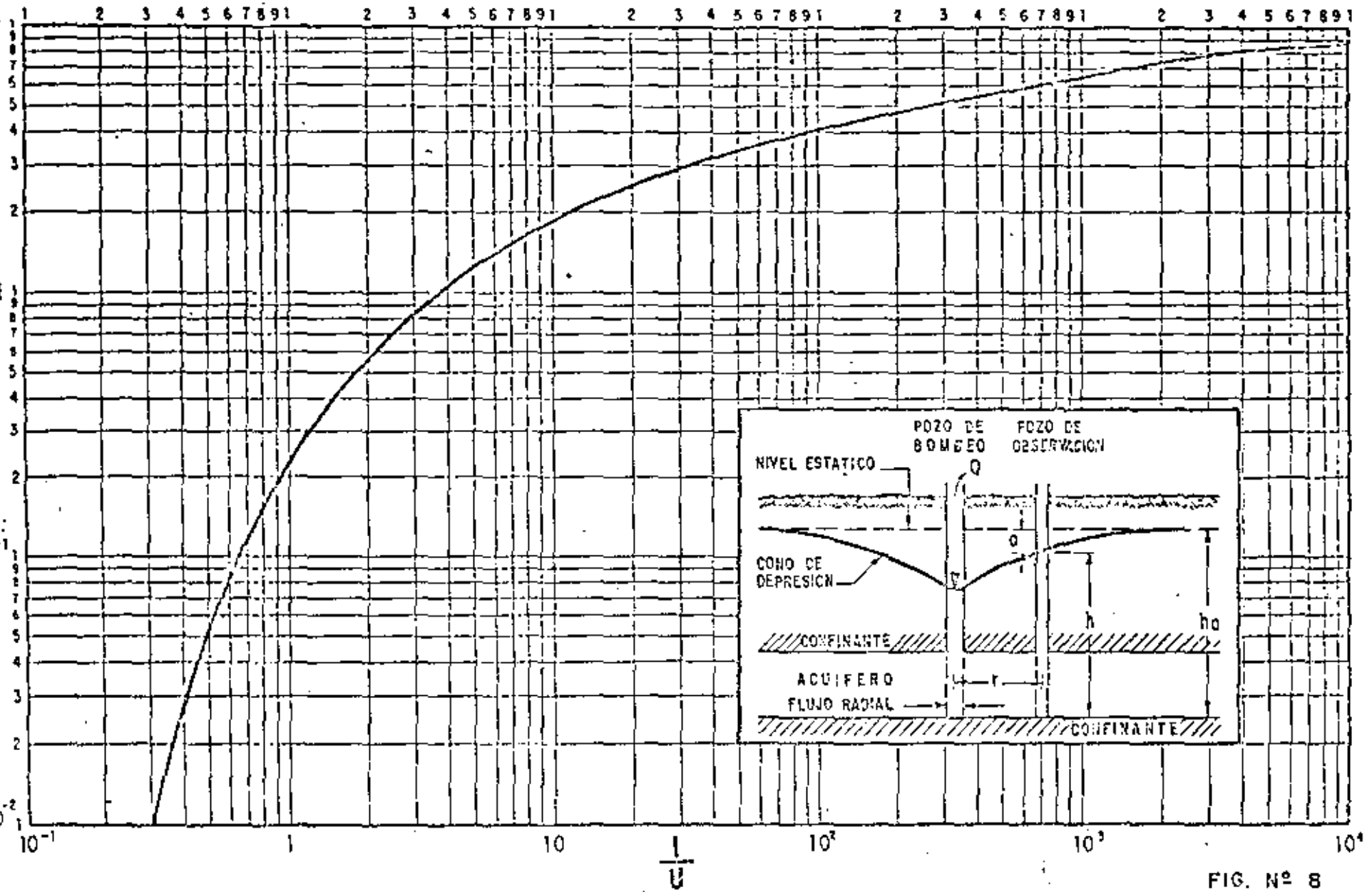


FIG. Nº 8

24  
 162

de la recta, debido a que corresponden a tiempos cortos ( $t < 5r^2S/T$ ) para los cuales no es válida la fórmula de Jacob.

- c).- Si la pendiente de la recta de ajuste es  $p^*$  la transmisibilidad puede obtenerse de la expresión:

$$T = \frac{0.183 Q}{p^*}$$

- d).- Determinar el valor de  $t$ ,  $t_0$ , para el cual la prolongación de la recta de ajuste interseca la línea de abatimiento nulo.

- e).- Calcular el coeficiente de almacenamiento mediante la expresión:

$$S = \frac{2.25 T t_0}{r^2}$$

El mismo método puede seguirse cuando se conocen los abatimientos en varios pozos de observación para un tiempo dado. En este caso se grafica el abatimiento contra la distancia (en escala logarítmica). Los coeficientes buscados se obtienen mediante las fórmulas:

$$T = \frac{0.366 Q}{p}$$

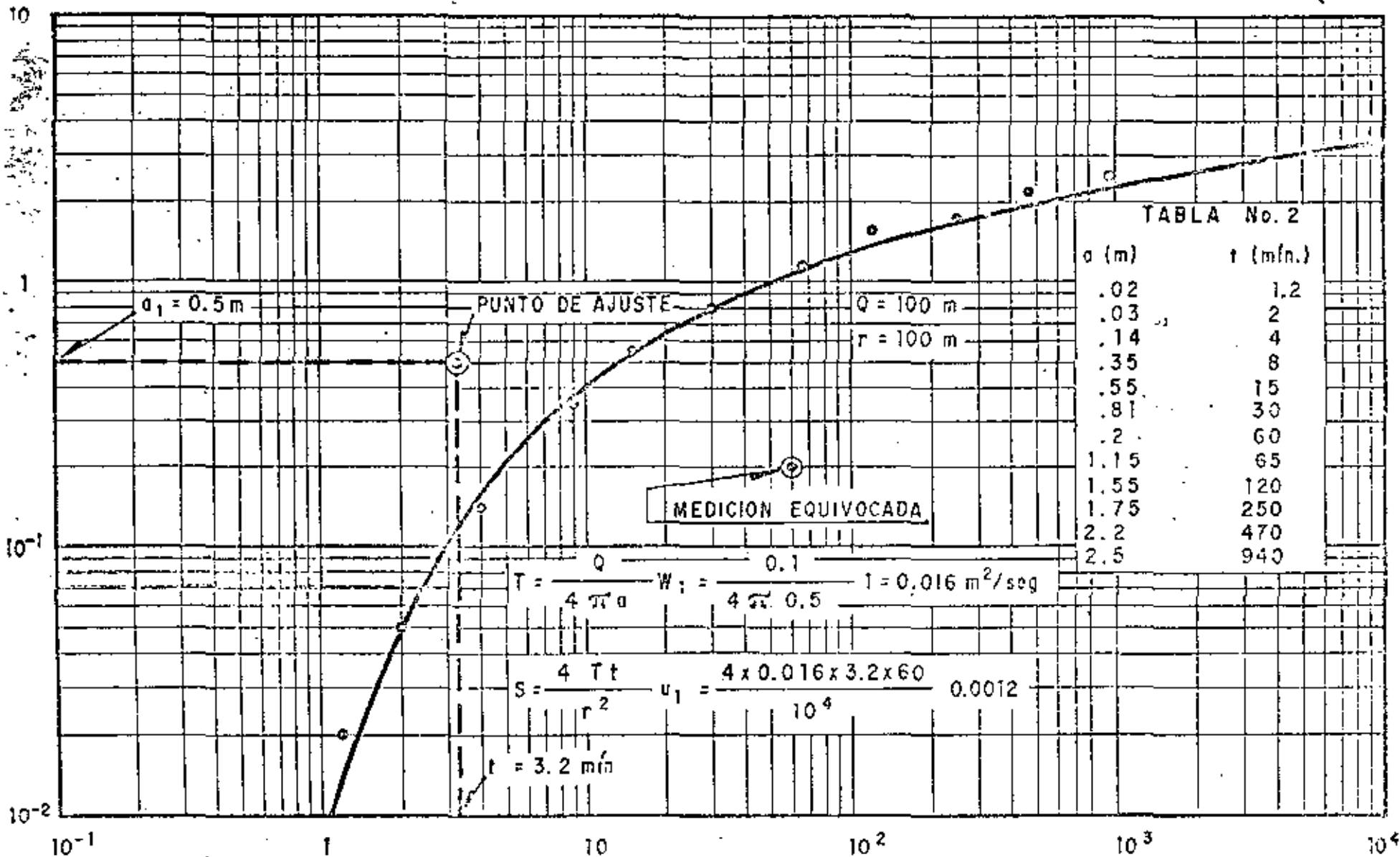
$$S = \frac{2.25 T t_0}{r_0^2}$$

en que  $r_0$  es el valor de  $r$  para el cual la prolongación de la recta de ajuste interseca la línea de abatimiento nulo.

La forma más general del método se aplica cuando se tienen observaciones en varios pozos de observación para diferentes tiempos. En este caso, se llevan en el eje logarítmico los valores de la relación  $t/r^2$ , y se sigue la secuela descrita anteriormente.

En la figura se compara la curva tipo de Theis con la aproximación de Jacob, en trazado semilogarítmico; en la figura se ejemplifica la aplicación del método.

# INTERPRETACION DE UNA PRUEBA DE BOMBEO



TIEMPO DE BOMBEO, EN MINUTOS

FIG. No 9

20

17 a.

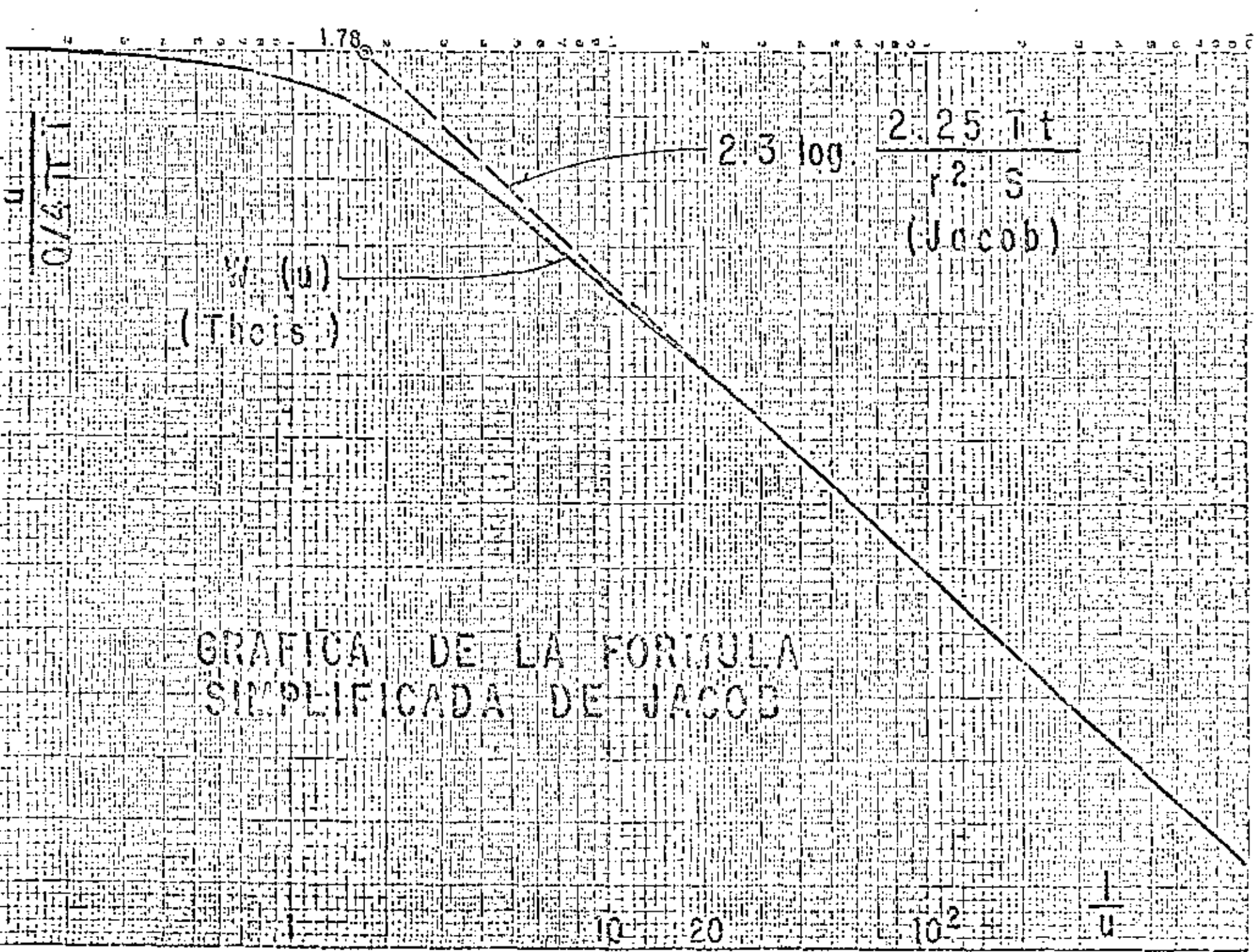


FIG. No 10

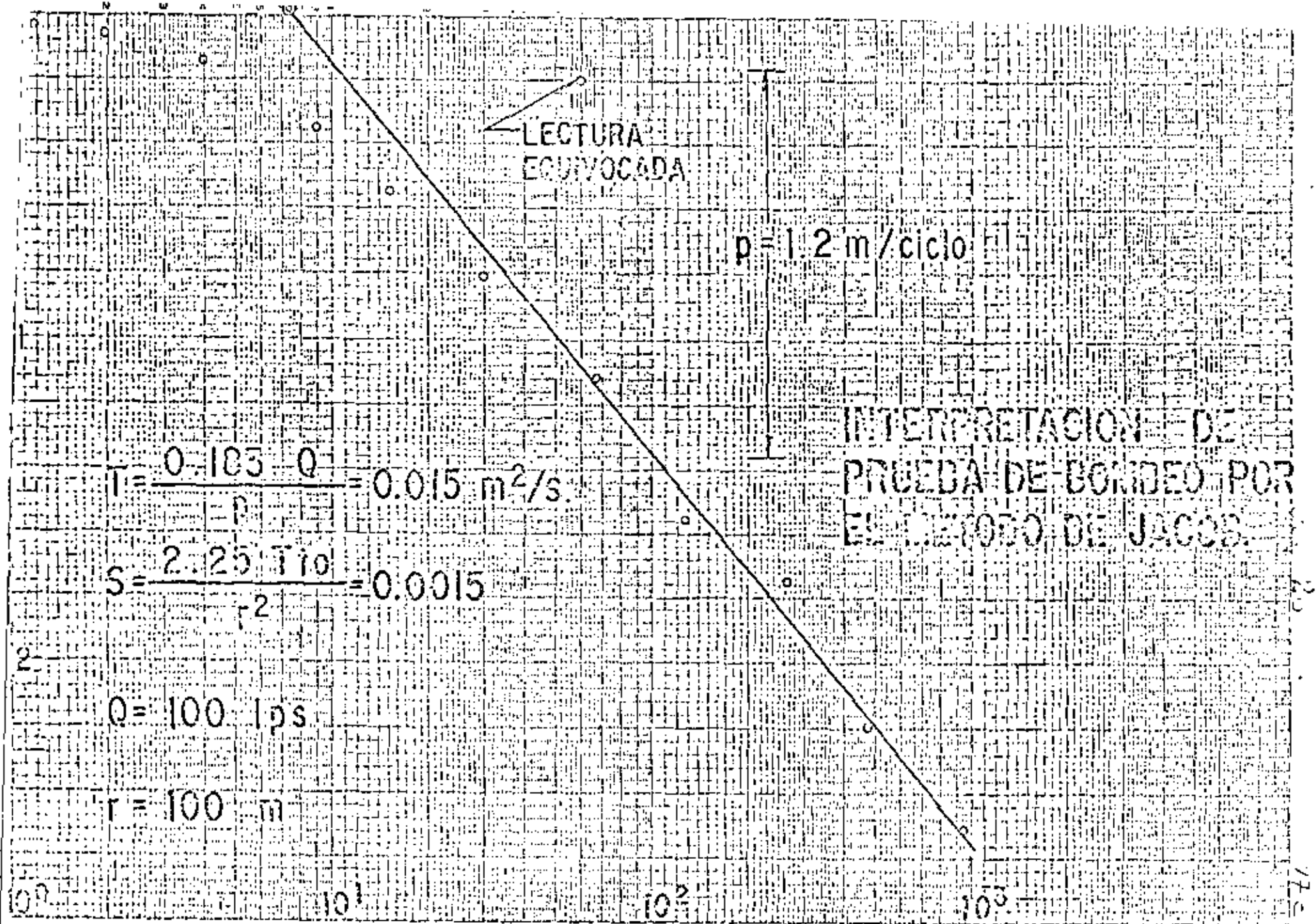
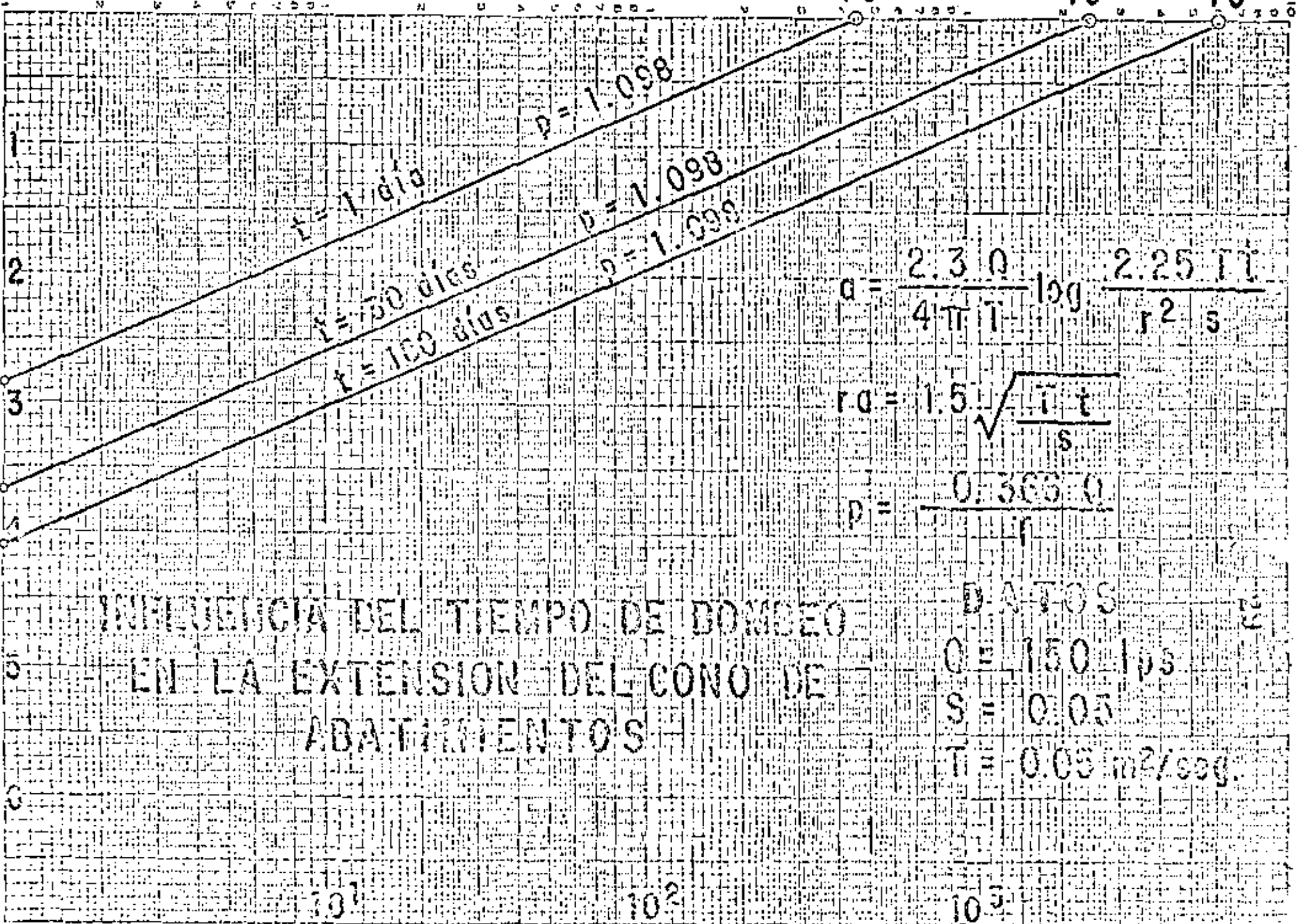


FIG. Nº 11

DISTANCIA AL POZO DE BOMBEO EN METROS



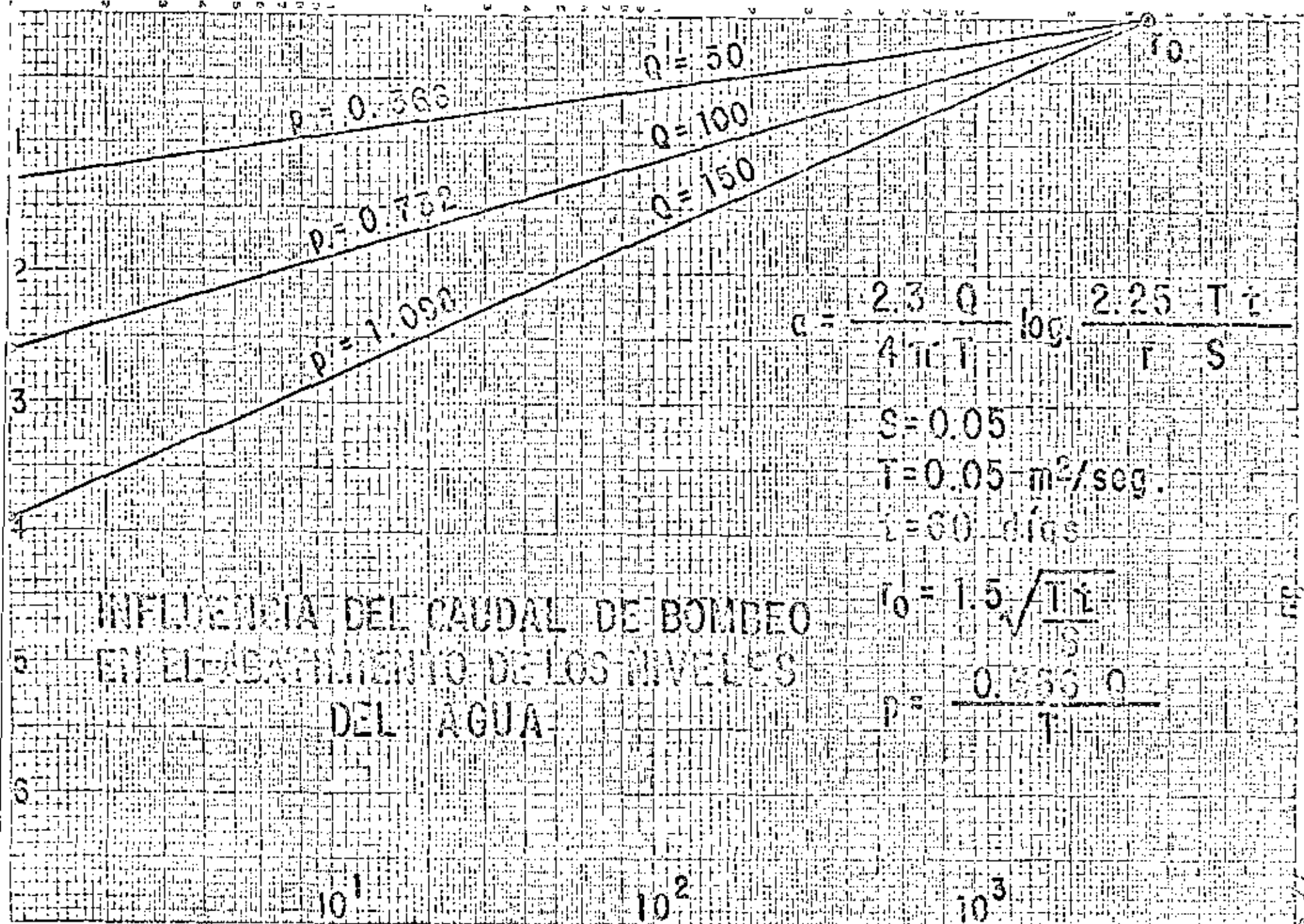
$$a = \frac{2.30}{4\pi T} \log \frac{2.25 T t}{r^2 S}$$

$$r_0 = 1.5 \sqrt{\frac{T t}{S}}$$

$$p = \frac{0.366 Q}{r}$$

INFLUENCIA DEL TIEMPO DE BOMBEO  
EN LA EXTENSION DEL CONO DE  
ABAJAMIENTOS

DATOS  
 $Q = 150 \text{ lps}$   
 $S = 0.05$   
 $T = 0.05 \text{ m}^2/\text{seg.}$





# TIEMPO DE BOMBEO, EN MINUTOS

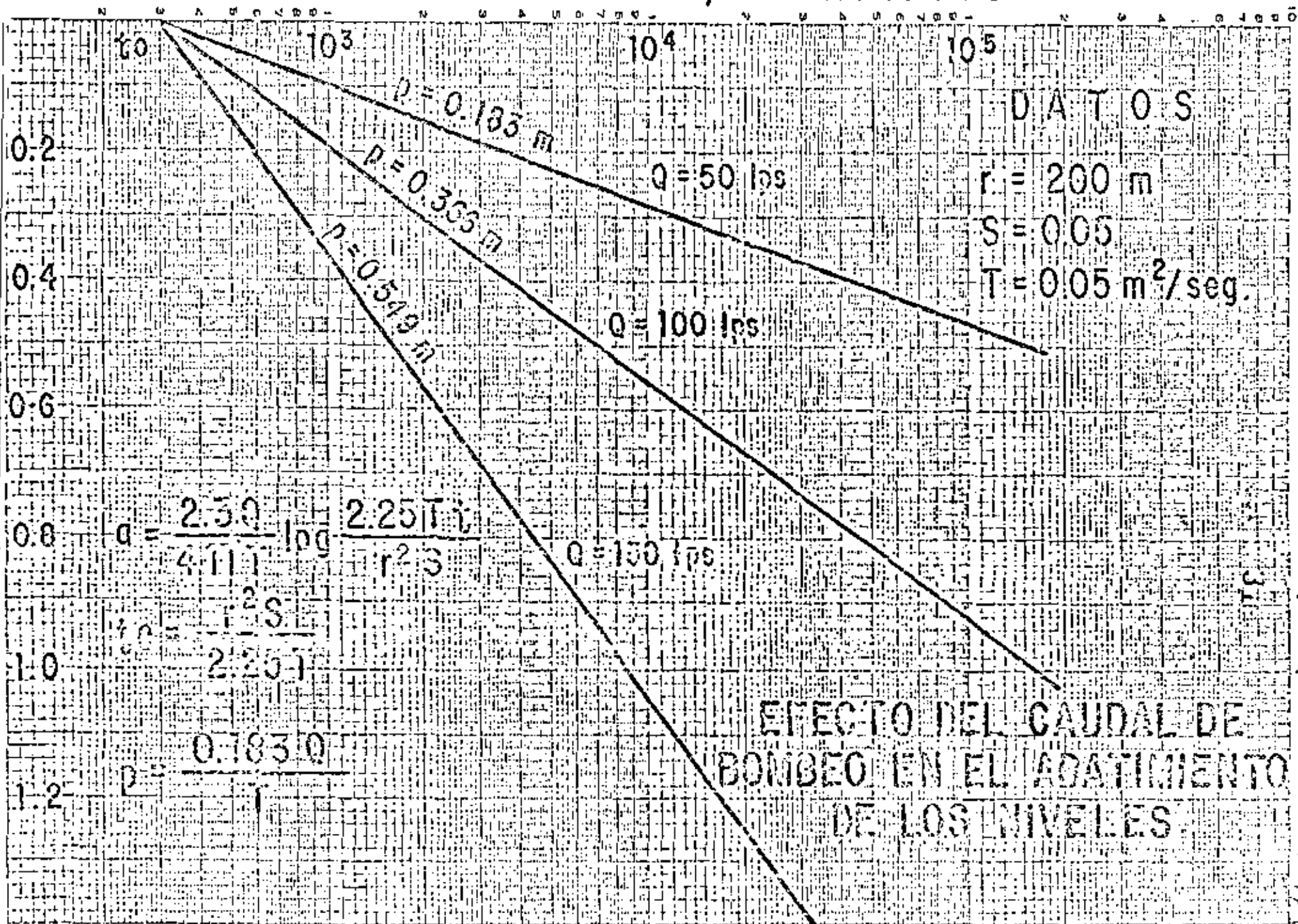
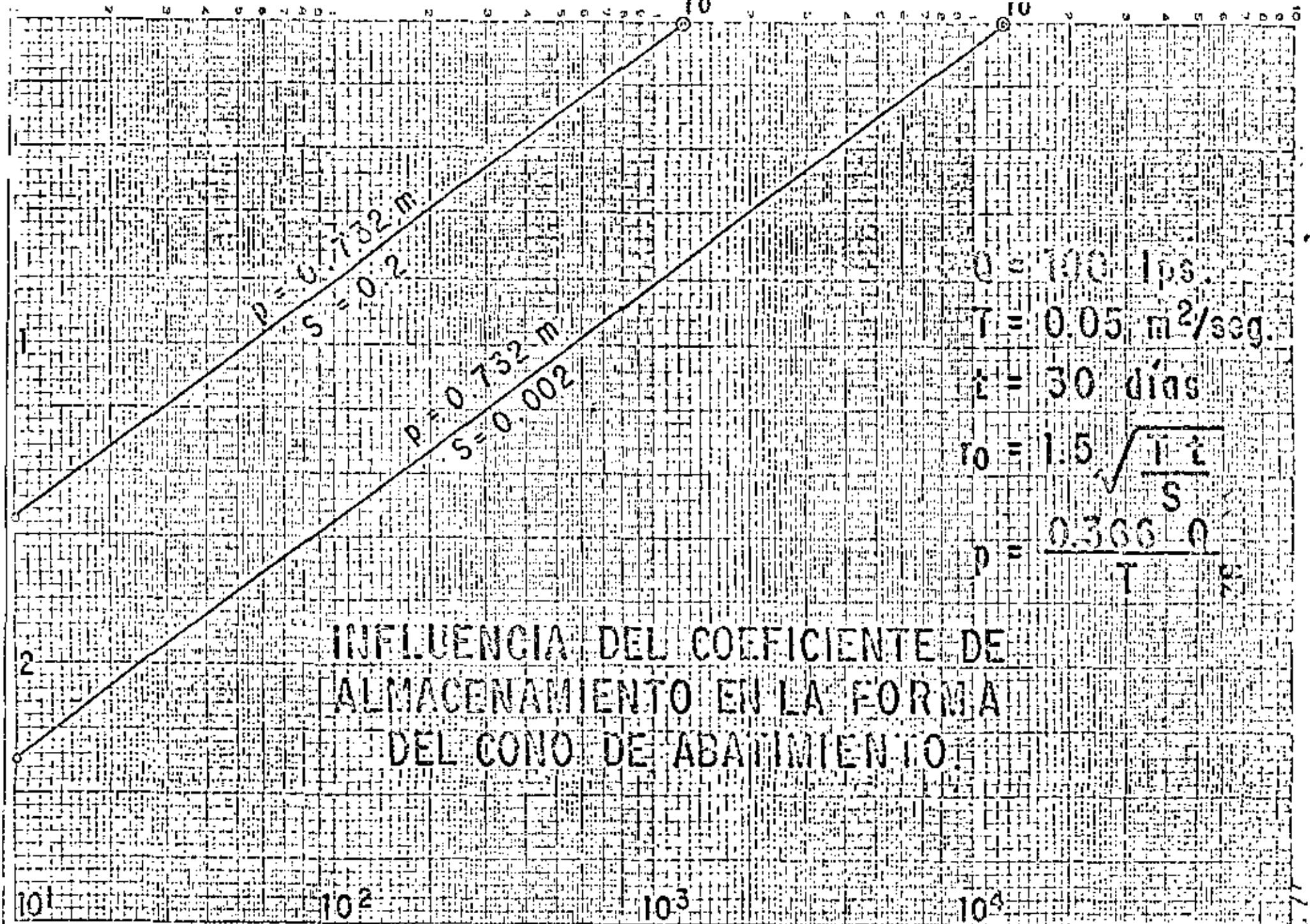
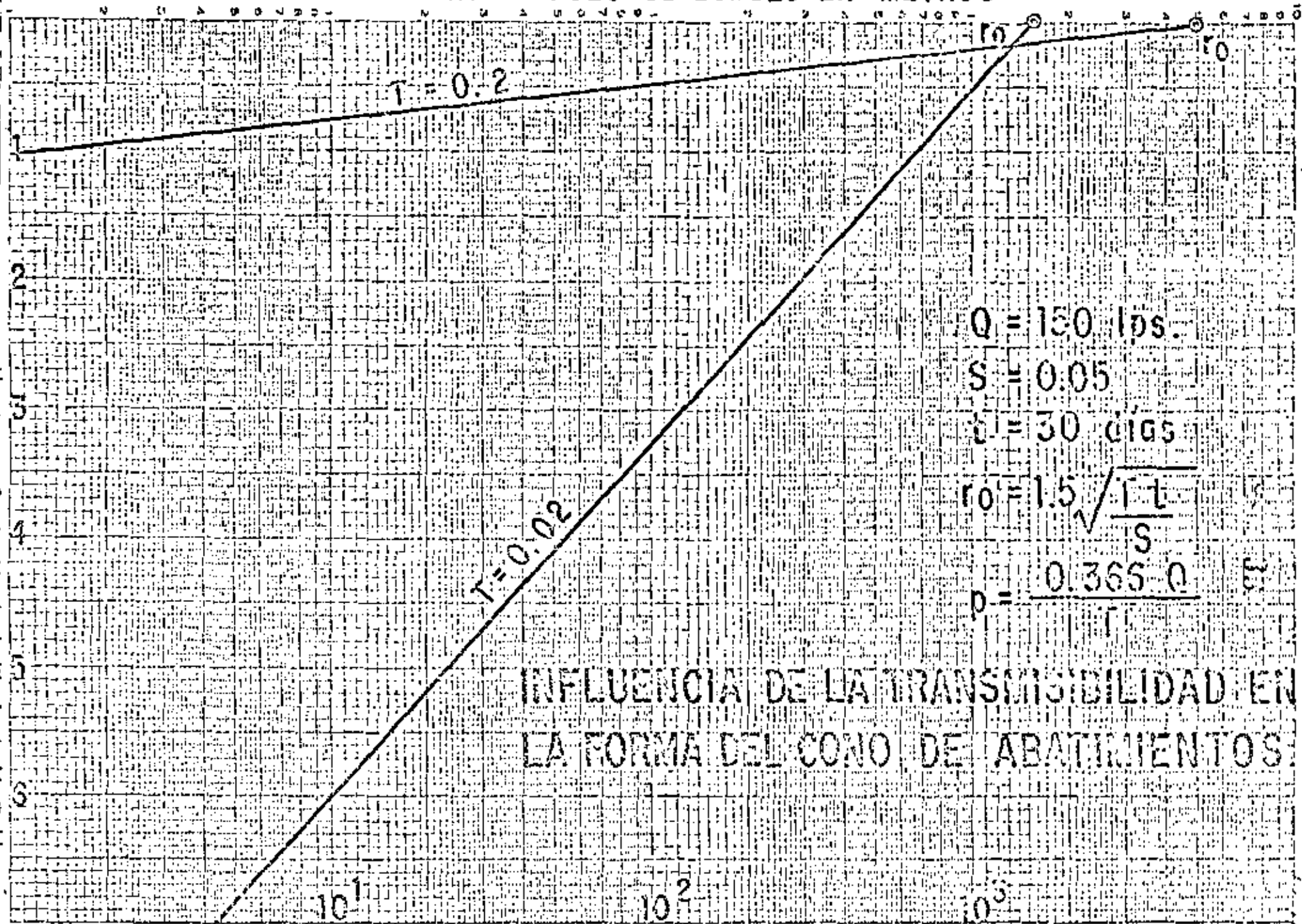


FIG. Nº 14



# DISTANCIA AL POZO DE BOMBEO EN METROS



INFLUENCIA DE LA TRANSMISIBILIDAD EN LA FORMA DEL CONO DE ABATIMIENTOS

### Penetración Parcial.-

Cuando un pozo capta sólo una parte del espesor saturado de un acuífero, se le denomina "parcialmente penetrante".

En la porción de acuífero no penetrado por el pozo de bombeo el agua recorre trayectorias de mayor longitud para entrar al cedazo; por consiguiente, las pérdidas de carga en la formación son mayores en este sistema que en el de penetración total. En otras palabras: los abatimientos en un pozo parcialmente penetrante son mayores que los provocados en uno totalmente penetrante, para un mismo caudal de extracción, aumentando el abatimiento conforme disminuye la penetración del pozo.

Para dar una idea aproximada de la disminución de la eficiencia hidráulica del pozo causada por la penetración parcial, considérese que si un pozo capta sólo la mitad del espesor saturado de un acuífero, el abatimiento provocado en él será algo menor que el doble del provocado en un pozo totalmente penetrante, para el mismo caudal de bombeo. Si se considera ahora un mismo abatimiento, el caudal que puede proporcionar un pozo es tanto menor cuanto menor es la penetración de su cedazo.

En las proximidades de estos pozos el flujo es tridimensional; por ello, el abatimiento registrado en el pozo de bombeo y en pozos de observación próximos a él, depende, entre otros factores, de la longitud y posición de los cedazos. Esto complica la interpretación de las pruebas de bombeo, ya que los abatimientos son función también de las características constructivas de los pozos. Para simplificar la interpretación es conveniente ubicar los pozos de observación a distancias equivalentes al espesor del acuífero, o mayores, para las cuales el efecto de penetración es mínimo o nulo.

El nivel del agua en un pozo de observación situado a tales distancias se comporta como si el pozo de bombeo fuera totalmente penetrante, y la prueba se interpreta en la forma ya indicada; lo mismo puede hacerse cuando el pozo de observación penetra totalmente al acuífero, independientemente de su ubicación con respecto al pozo de bombeo.

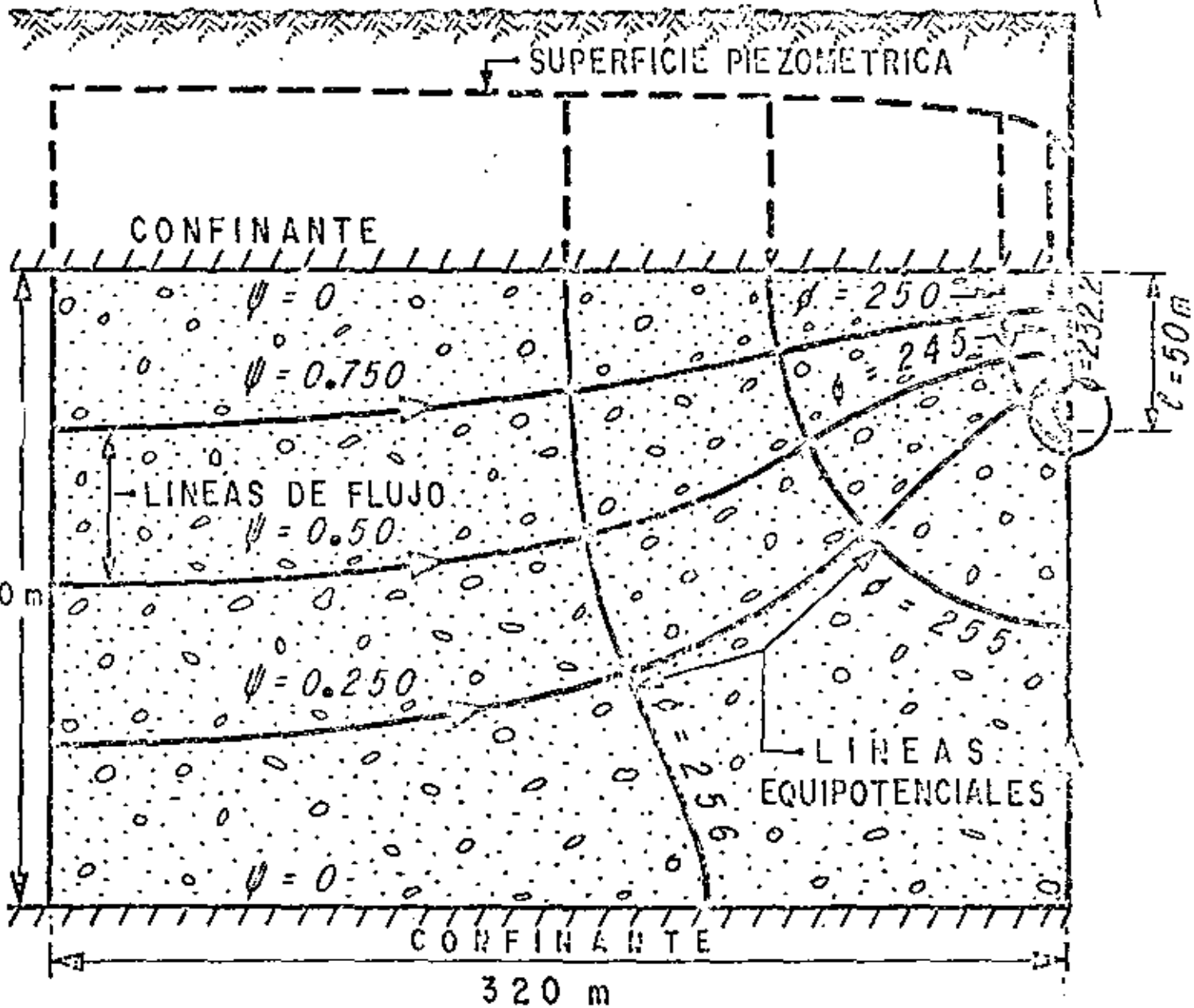
Fuera de estos dos casos, la interpretación es bastante laboriosa, pues hay que construir una curva tipo pa-

# FLUJO HACIA UN POZO PARCIALMENTE PENETRANTE

35

18a

$Q_a$

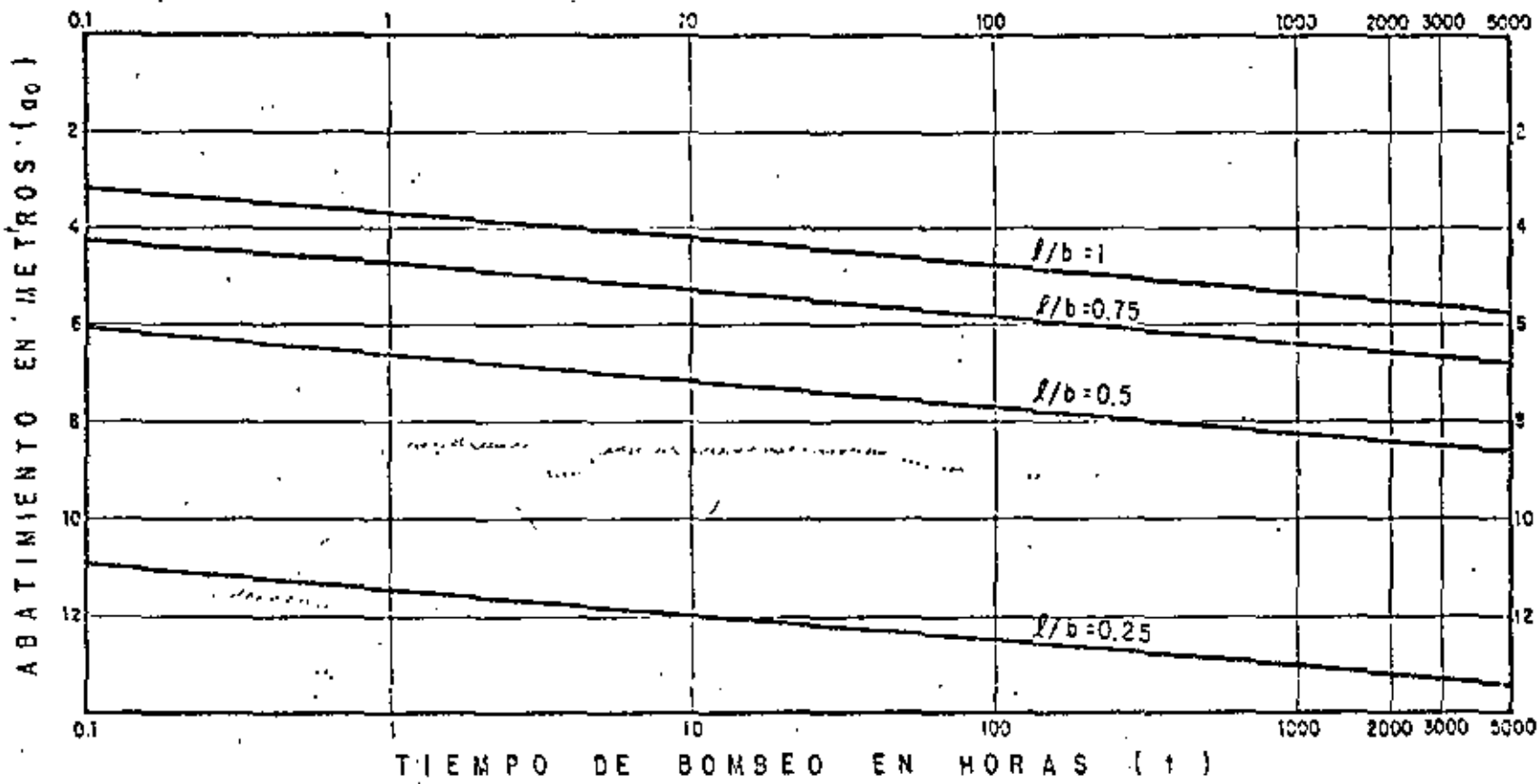


$Q = 150 \text{ lps}$

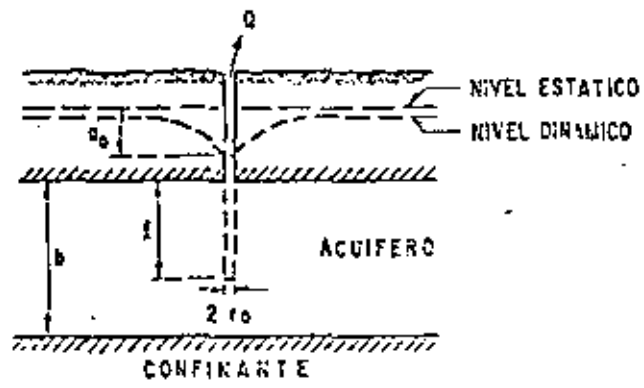
$t = 2000 \text{ hrs}$

$T = 0.02 \text{ m}^2/\text{s}$

$S = 0.02$



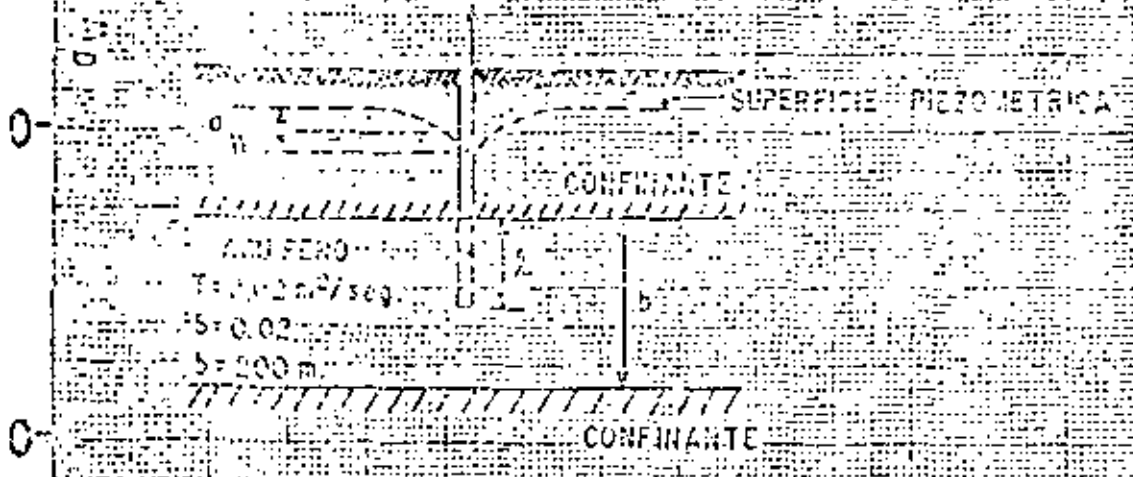
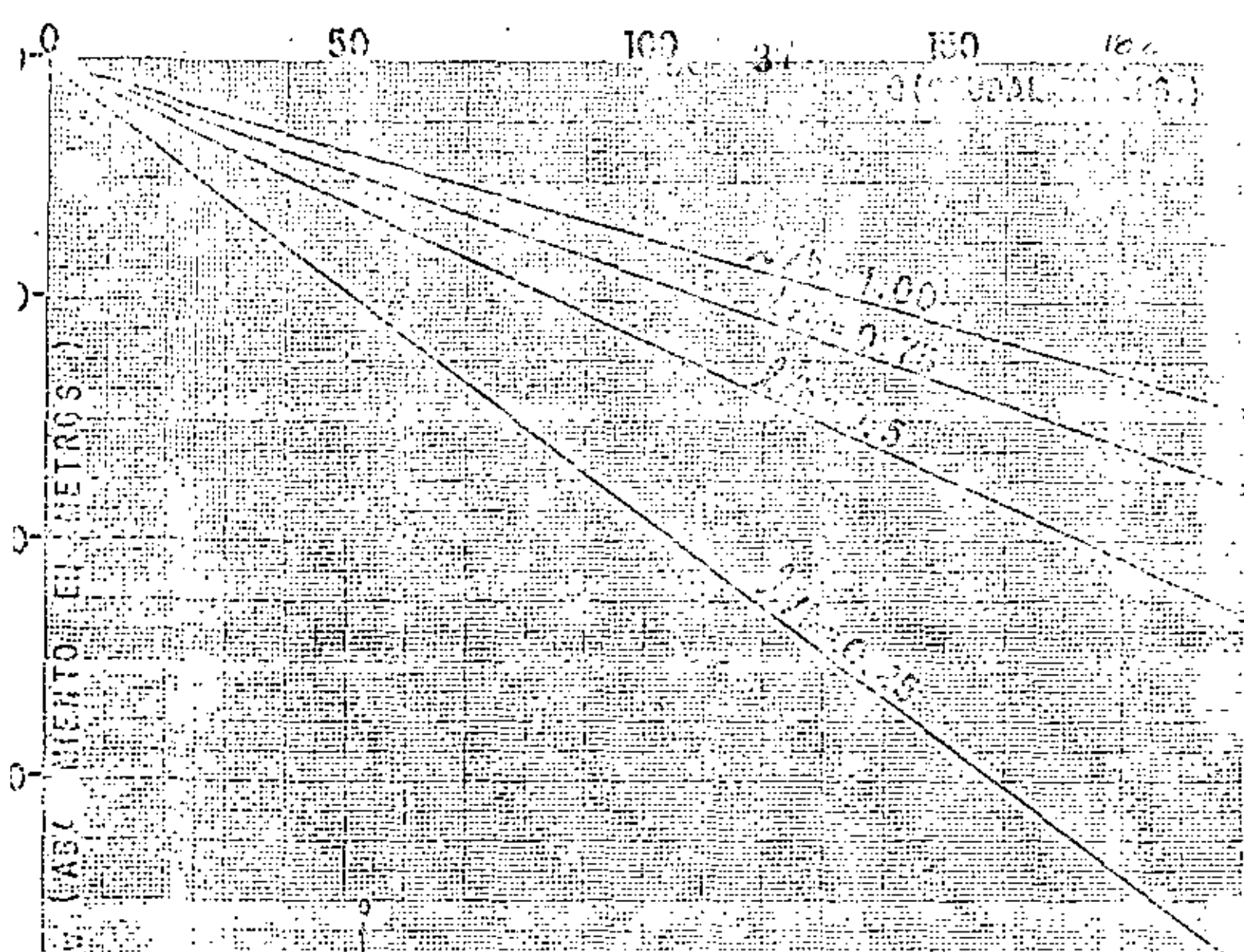
$Q = 150 \text{ lps.}$   
 $T = 5 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{seg.}$   
 $S = 2 \times 10^{-3}$   
 $b = 200 \text{ m}$   
 $l_0 = 0.2 \text{ m}$



INFLUENCIA DE LA PENETRACION PARCIAL EN EL ABATIMIENTO DEL NIVEL DEL POZO DE BOMBEO  
 FIGURA No 18

30

156



AMPERO  
 $T = 2.0 \times 10^{-2} \text{ seg.}$   
 $S = 0.02$   
 $S = 200 \text{ m.}$

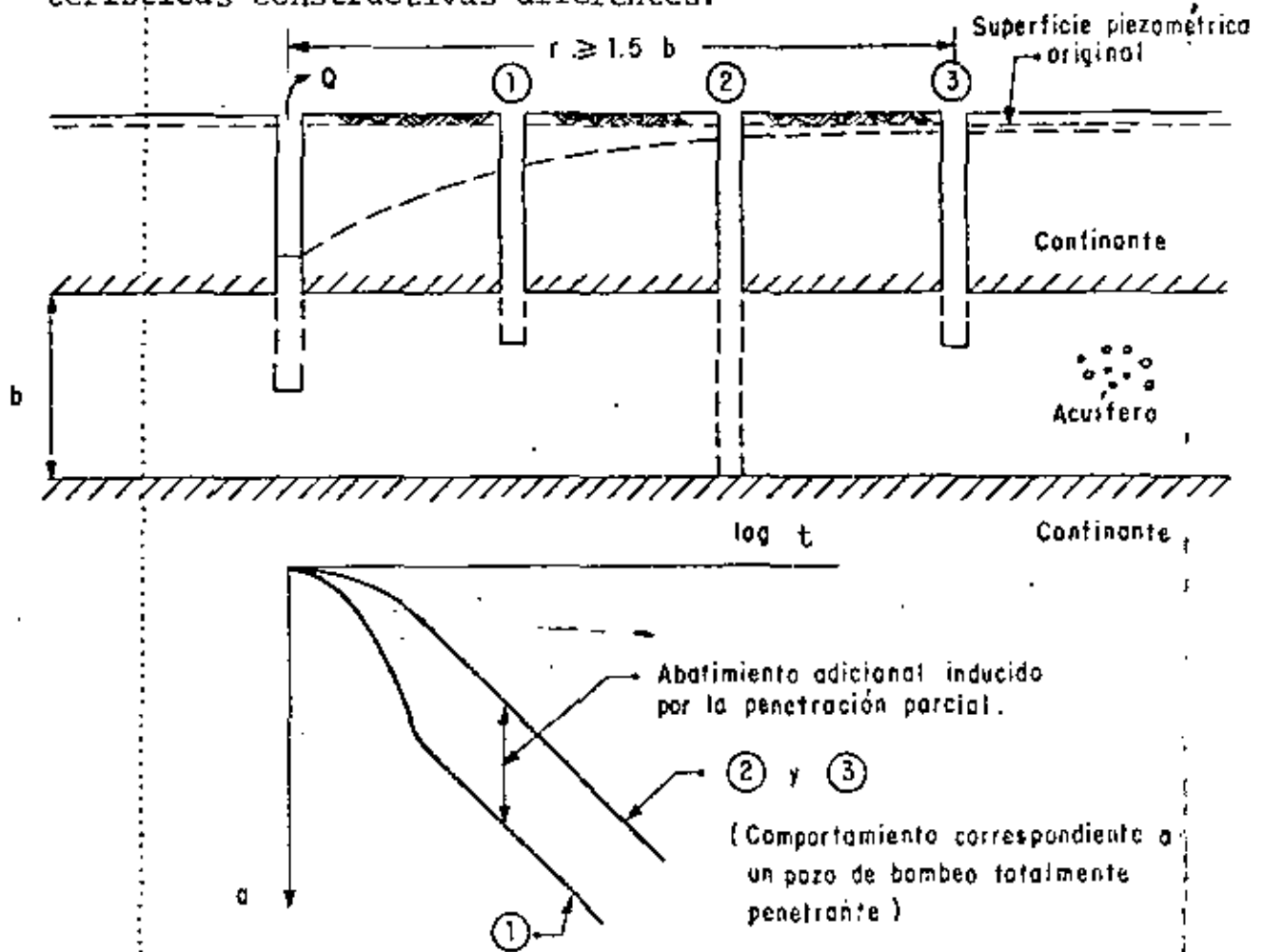
NOTA:

ESTA RELACION CORRESPONDE A UN  
 TIEMPO DE BOMBEO DE 2000 HORAS

RELACION - CAUDAL - ABAJAMIENTO  
 PENETRACION

ra las características de los pozos utilizados en la prueba.

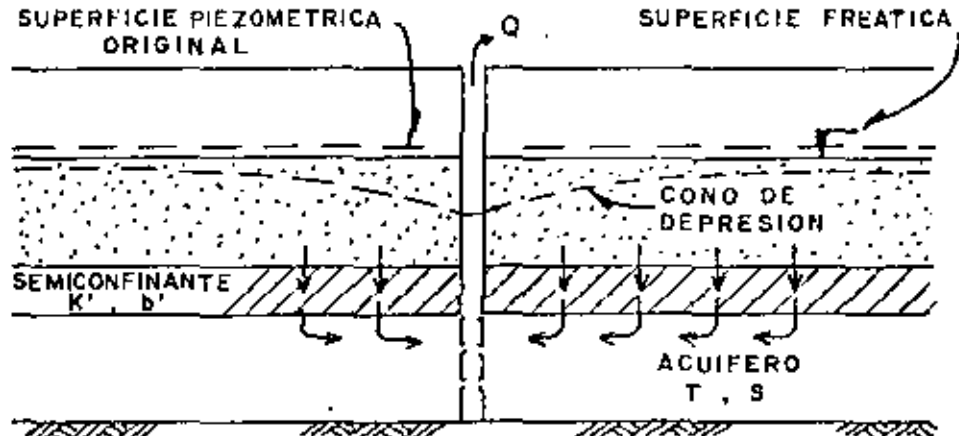
En la figura se ilustra el comportamiento del nivel del agua en pozos de observación a distancias y de características constructivas diferentes.



### 3.3.- POZOS EN ACUIFEROS SEMICONFINADOS.

Probablemente, el acuífero más común en la naturaleza es el de tipo semiconfinado: los rellenos siempre tienen cierta estratificación, alternándose estratos de granulometría variada. Cuando un estrato de material permeable queda limitado verticalmente por materiales, también saturados, de menor permeabilidad, se tiene un acuífero semiconfinado como el ilustrado en la figura





Al bombearse un acuífero de este tipo se provocan abatimientos de sus niveles piezométricos, generándose una diferencia vertical de cargas, que induce el flujo descendente del agua a través del semiconfinante. La cantidad de agua que circula a través de éste es directamente proporcional a la diferencia de cargas entre las superficies freática y piezométrica, e inversamente proporcional a la resistencia hidráulica del mismo estrato.

Puesto que en este sistema sólo una parte del volumen bombeado procede del acuífero, y el resto es aportado por el estrato adyacente al semiconfinante, el abatimiento de los niveles piezométricos es menor que en el caso del acuífero confinado. Como la aportación vertical aumenta con el tiempo, el abatimiento de los niveles piezométricos va decreciendo, hasta que la aportación vertical equilibra el caudal de extracción; y en ese momento, los niveles piezométricos se estabilizan.

La solución correspondiente a este sistema es la siguiente:

$$a = \frac{Q}{4 \pi T} W(u, r/B)$$

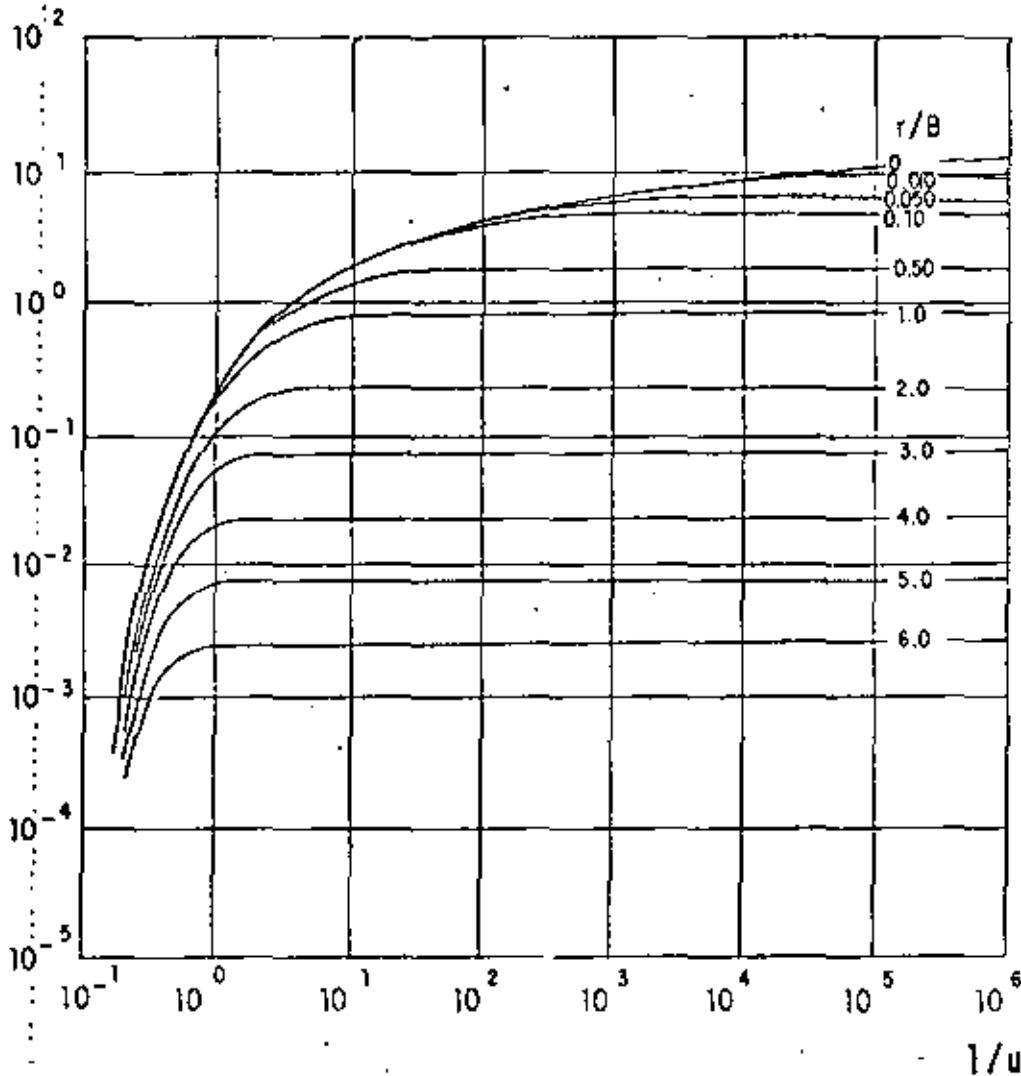
donde:

$$B = \sqrt{T b' / k'}$$

siendo  $k'$  y  $b'$  la permeabilidad vertical y el espesor del estrato semiconfinante, respectivamente.

Las curvas tipo correspondientes a esta solución se presentan en la figura , en la cual puede apreciarse el comportamiento arriba descrito.

$W(u, r/B)$



El procedimiento de interpretación de las pruebas en este caso es semejante al seguido en el caso de los acuíferos confinados, con la diferencia de que ahora debe buscarse la coincidencia entre la curva de campo y una de las curvas tipo. Lograda la coincidencia, se selecciona un punto de ajuste, y se substituyen los valores de sus coordenadas en las ecuaciones correspondientes, para deducir los parámetros buscados.

### 3.4.- POZOS EN ACUIFEROS LIBRES.

Los acuíferos libres se caracterizan por estar limitados superiormente por una superficie freática; puesto que el espesor saturado del acuífero varía con las fluctuaciones de esta superficie, la transmisibilidad del acuífero es también variable en el área y en el tiempo. Si las fluctuaciones de los niveles son poco significativas con respecto al espesor del acuífero, la transmisibilidad puede suponerse constante, y la interpretación de las pruebas se efectúa como si se tratara de un acuífero confinado. En cambio, si dichas fluctuaciones son importantes -específicamente, mayores del 20% del espesor saturado del acuífero-, los abatimientos medidos se corrigen en la forma siguiente:

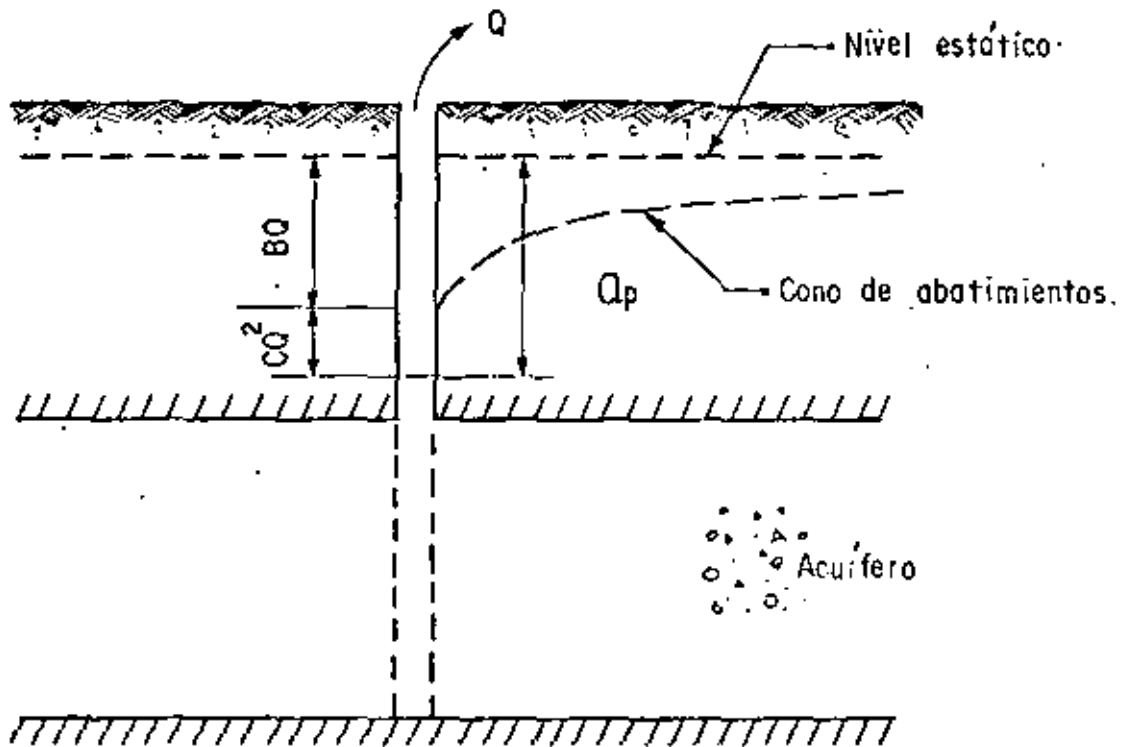
$$a_c = a - \frac{a^2}{2b}$$

siendo  $a_c$  el abatimiento corregido, y  $b$ , el espesor saturado inicial del acuífero. Los abatimientos así corregidos, se interpretan como si se tratara de un acuífero confinado.

### IV.- HIDRAULICA DEL POZO DE BOMBEO.

La hidráulica de los pozos de bombeo es sumamente compleja, debido a que en el interior de ellos y en su vecindad inmediata se presentan diversos efectos locales. Por una parte, dado que el gradiente hidráulico es máximo en las proximidades del pozo y que la permeabilidad es mayor por la presencia de un filtro artificial o desarrollado naturalmente, la velocidad del agua puede ser tal que el régimen de flujo adquiere carácter turbulento. Por otra parte, hay un incremento notable de la velocidad del agua al concentrarse el flujo a través de las ranuras; un cambio brusco de la dirección del agua al ser acelerada verticalmente por los impulsores, y fricciones en el cedazo y en la columna de succión. Todo esto se traduce en una repentina pérdida de carga en el pozo. Como resultado, el nivel del agua en su interior no se encuentra en la intersección del cono de depresión y la pared externa del ademe, sino más abajo, siendo la diferencia la pérdida local de carga.

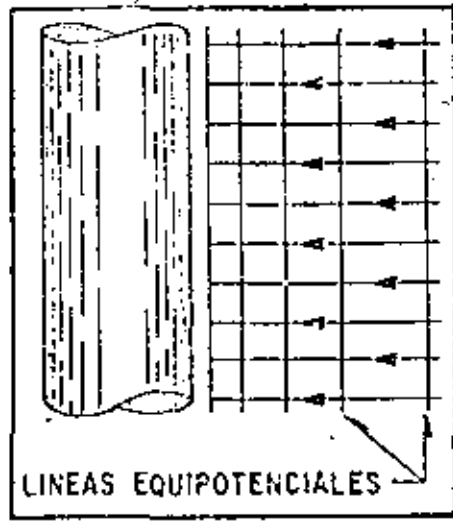
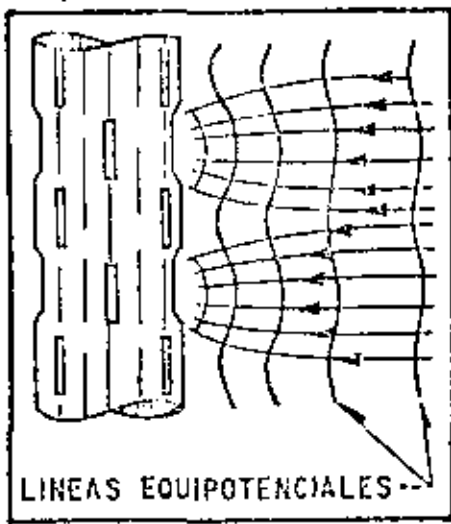
De acuerdo con lo anterior, el abatimiento total provocado en el pozo de bombeo tiene dos componentes principales: el abatimiento debido a la resistencia que opone la formación a la circulación del agua, el cual es directamente proporcional al caudal extraído; y el abatimiento provocado en el interior del propio pozo, que es directamente proporcional al caudal elevado a una cierta potencia próxima al cuadrado.



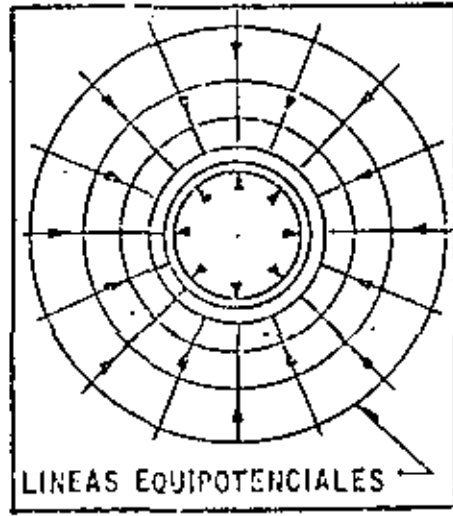
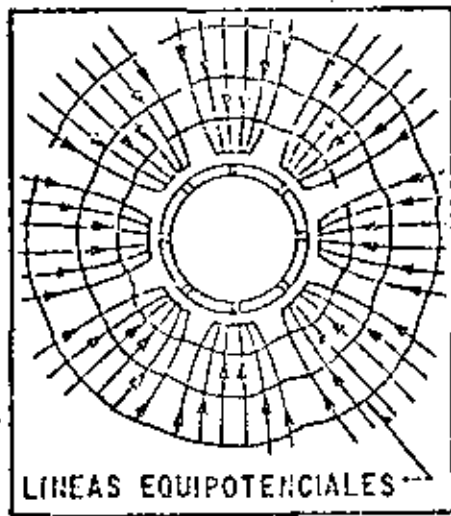
Lo anterior puede expresarse:

$$a_p = BQ + CQ^2$$

en la que:  $a_p$  es el abatimiento total en el pozo de bombeo;  $B$ , un coeficiente representativo de la resistencia del acuífero, y  $C$ , un coeficiente cuyo valor es función de las característi-

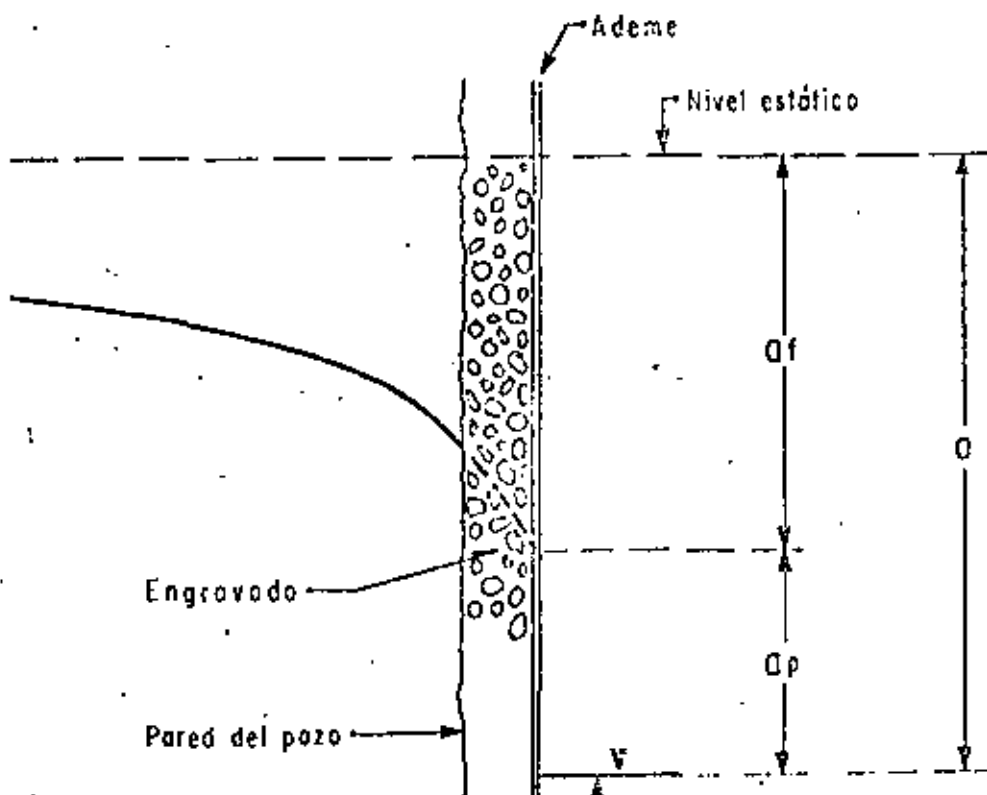


C O R T E



TUBERIA RANURADA

P L A N T A



cas constructivas del pozo.

El valor del coeficiente B depende del tipo de sistema de flujo de que se trata; por ejemplo, en el caso de un pozo totalmente penetrante en un acuífero confinado, el abatimiento en la formación está dado por la expresión:

$$Q = \frac{Q}{4 \pi T} W(u)$$

por tanto:

$$B = \frac{1}{4 \pi T} W(u)$$

A la relación entre el caudal bombeado y el abatimiento que provoca, se le denomina "caudal específico", y puede escribirse:

$$\frac{Q}{Q_p} = \frac{1}{B + CQ}$$

Este parámetro representa en una forma más objetiva la capacidad transmisora de un acuífero: un caudal específico alto refleja una alta transmisibilidad, y viceversa. Presenta la ventaja de que su valor no está sujeto a errores de interpretación, ya que se obtiene como el coeficiente de dos términos medidos (caudal y abatimiento), y guarda una proporcionalidad más o menos directa con la transmisibilidad, lo que permite utilizarlo para deducir valores aproximados de ésta cuando se carece de pruebas de bombeo. Es importante destacar que el caudal específico no es constante sino que decrece con el caudal y con el tiempo de bombeo, como puede inferirse de la última expresión.

Para el cálculo de los coeficientes B y C, se utiliza la llamada "prueba escalonada", propuesta por C.E. Jacob. Esta prueba consiste en bombear el pozo en varias etapas sucesivas, en cada una de las cuales se mantiene el caudal constante; generalmente, el caudal se varía en forma creciente, siendo recomendable hacerlo en un rango lo mayor posible; la duración de cada etapa es de varias horas. Simultáneamente, se observa la fluctuación del nivel del agua en el pozo; la figura ilustra esquemáticamente el comportamiento típico del nivel del agua en una prueba escalonada.

A partir de la gráfica abatimiento-tiempo se obtienen los elementos necesarios para deducir los valores de los

coeficientes buscados. Para ello, se elige un tiempo menor o igual que la duración de cada etapa, de preferencia tal que el nivel de agua ya se haya establecido; se mide gráficamente el abatimiento total correspondiente a este tiempo, tomado a partir del inicio de cada etapa; se calcula el coeficiente en tre dichos abatimientos y los caudales respectivos, y con estos valores se traza la gráfica  $a/Q - Q$ , mostrada en la figura.

Si los puntos de esta gráfica muestran una tendencia lineal, se traza una recta de ajuste; el valor del coeficiente  $C$  está dado por la pendiente de esta recta, y el del coeficiente  $B$  es igual a la ordenada al origen.

Conociendo los valores de ambos coeficientes es posible predecir la posición del nivel dinámico para cualquier caudal de extracción.

Es frecuente que los puntos de la gráfica se encuentren dispersos sin mostrar una tendencia definida; en ocasiones, esto se atribuye a una deficiente limpieza y desarrollo del pozo, aunque también puede deberse a una irregular distribución de las características hidráulicas de la formación.

# INTERPRETACION DE PRUEBAS DE BOMBEO ESCALONADAS

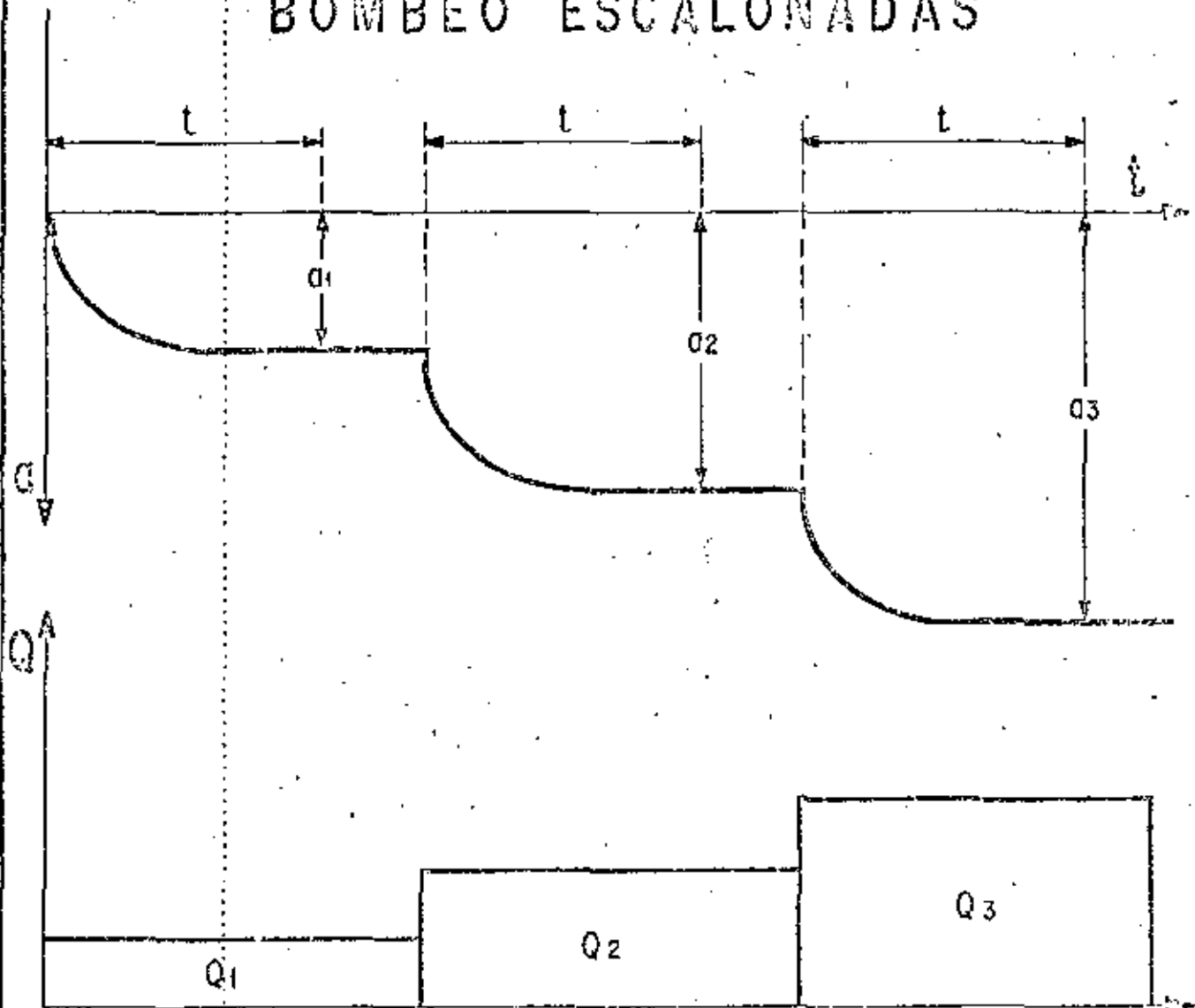


FIG. No 27

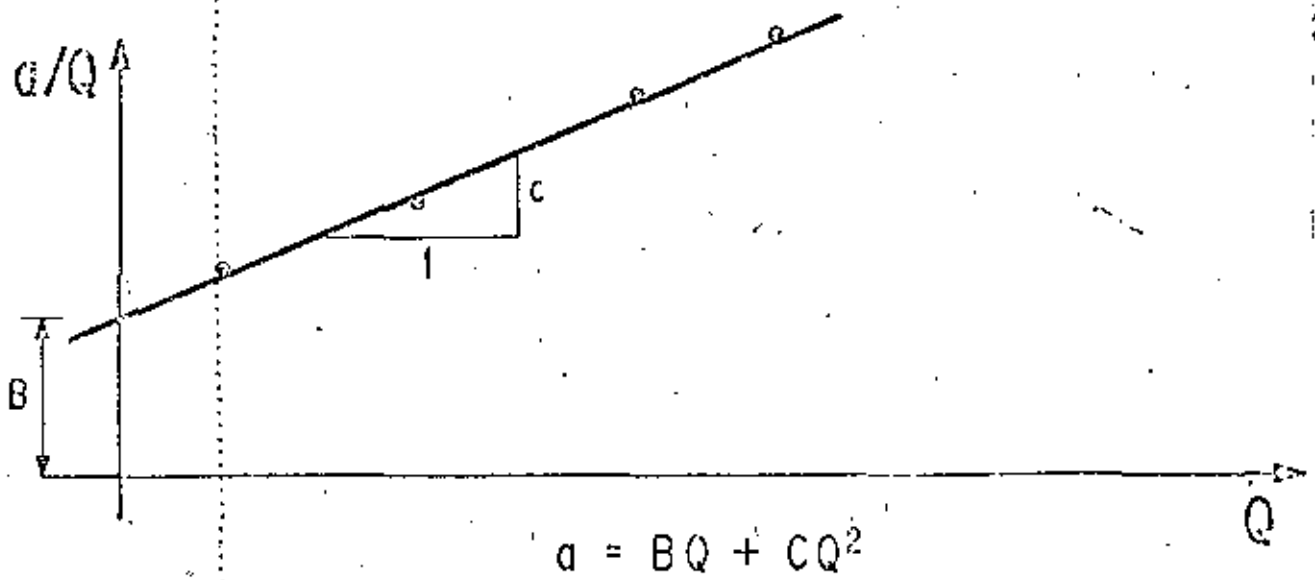
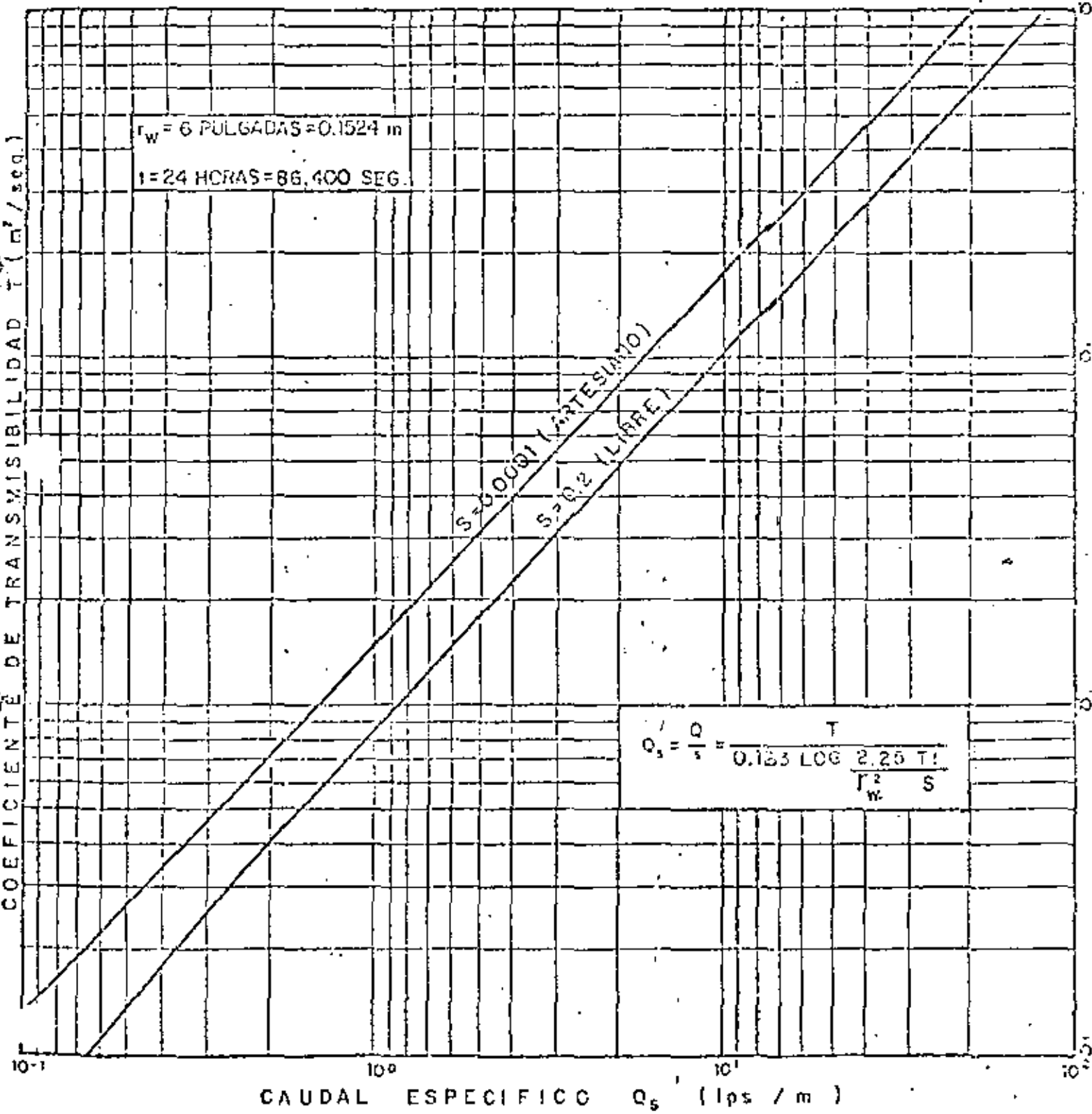


FIG. No 28



SUBDIRECCION DE GEOHIDROLOGIA Y DE ZONAS ARIDAS

RELACION CAUDAL ESPECIFICO - TRANSMISIBILIDAD



SUBDIRECCION DE GEORIDROLOGIA Y DE ZONAS ARIDAS

RELACION CAUDAL ESPECIFICO - TRANSMISIBILIDAD

$r_w = 6$  PULGADAS = 0.1524 m

$t = 180$  DIAS =  $15.552 \times 10^6$  SEG

SE 0.001 (ARTESIANO)  
S = 0.2 (LIBRE)

$$Q_s = \frac{Q}{s} = 0.183 \text{ LOG. } \frac{T}{r_w^2} \frac{2.25 T t}{S}$$

CAUDAL ESPECIFICO  $Q_s$  (lps/m)



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

HIDRAULICA DE CONDUCTOS

M. EN I. FRANCISCO JAVIER ECHAVARRÍA ALFARO

SEPTIEMBRE, 1983

PROYECTO DE SISTEMAS DE  
ABASTECIMIENTO DE AGUA.

TEMA: HIDRAULICA DE CONDUCTOS

M. EN ING, FRANCISCO J. ECHAVARRIA A.

NOTAS FORMADAS DEL LIBRO "HIDRAULICA  
GENERAL" VOLUMEN I,  
M. EN ING, GILBERTO SOTELO AVILA,  
LIMUSA 1976.

## 1. CONCEPTOS Y PRINCIPIOS FUNDAMENTALES .

### 1.1 Propiedades de los fluidos

De acuerdo con el aspecto físico que tienen en la naturaleza, la materia se puede clasificar en tres estados: sólido, líquido y gaseoso, de los cuales los dos últimos se conocen como fluidos.

A diferencia de los sólidos, por su constitución molecular -- los fluidos pueden cambiar continuamente las posiciones relativas de sus moléculas, sin ofrecer gran resistencia al -- al desplazamiento entre ellas, aún cuando éste sea muy gran de.

La definición anterior implica que si el fluido se encuentra en reposo en su interior no pueden existir fuerzas tangenciales a superficie alguna, cualquiera que sea su orientación, y que dichas fuerzas se presentan solo cuando el fluido esta en movimiento. Otra característica peculiar del fluido es que, como no tienen forma propia, adquiere la del recipiente que lo contiene.

Los fluidos poseen una propiedad característica de resistencia a la rapidez de deformación, cuando se someten a un esfuerzo tangencial, que explica su fluidez. Esta resistencia llamada viscosidad no sigue las mismas leyes de deformación de los sólidos, es decir, los esfuerzos tangenciales que se producen en un fluido no dependen de las deformaciones que experimenta, sino de la rapidez con que estas se producen.

Fuera de la clasificación general los fluidos pueden dividirse en líquidos y gases. Considerando que un líquido cualquiera tiene un volumen definido que varía ligeramente con la presión y la temperatura, al colocar cierta cantidad de aquel en un recipiente de mayor volumen, adopta la forma del mismo y deja una superficie libre o de contacto entre el líquido y su propio vapor, la atmósfera u otro gas presente. No sucede lo mismo si una cantidad igual de gas se coloca en el recipiente, pues este fluido se expande hasta ocupar el máximo volumen que se le permita sin presentar una superficie libre, sólo en estas condiciones el gas logra su equilibrio estático.

El análisis riguroso del comportamiento de un fluido debería considerar la acción individual de cada molécula; sin embargo, en las aplicaciones propias de la Ingeniería el centro de interés reside sobre las condiciones medias de velocidad, presión, temperatura, densidad, etc., de ahí que en lugar de estudiar por separado la conglomeración real de moléculas, se supone que el flujo es un medio continuo, es decir una distribución continua de materia sin espacios vacíos.

#### 1.1.1 Fuerzas que actúan en el interior de un fluido

Si en un fluido en movimiento se aísla idealmente un volumen  $V_C$  limitado por la superficie cerrada  $SC$ , como se indica en la fig 1.1, por la acción del medio que rodea al volumen  $V_C$  se generan fuerzas de diferente magnitud y dirección distribuida sobre toda la superficie  $SC$ , las cuales se designan como fuerzas de superficie.

Se considera sobre la superficie  $SC$  un elemento de área  $\Delta A$ , que encierra al punto  $P$  y sobre el cual actúa la fuerza de superficie  $\Delta F$ . La magnitud y orientación del elemento  $\Delta A$  se puede representar por  $\Delta A$ , vector normal a dicho elemento que, por convención, es de dirección positiva hacia afuera del volumen  $V_C$ . Evidentemente, la fuerza  $\Delta F$  será tanto mas pequeña como reducida sea el área  $\Delta A$ . Si el elemento  $\Delta A$  se reduce indefinidamente en su magnitud, siempre alrededor del punto  $P$ , relación  $\Delta F/\Delta A$  entre la fuerza y el elemento de área se aproxima a un valor límite que se designa esfuerzo específico o unitario o simplemente esfuerzo en el

punto P; esto es, se define como esfuerzo en el punto P, al límite siguiente :

$$S = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F}{\Delta A} = \frac{dF}{dA}$$

Sus dimensiones son :  $[S] = [FL^{-2}]$  , generalmente  $Kg/m^2$ ;  $Kg/cm^2$ .

El esfuerzo no sólo depende de la posición del punto P sino también de la orientación de  $\Delta A$  en dicho punto. En general la fuerza  $\Delta F$  en P podrá descomponerse en dos componentes : una normal  $\Delta F_n$  y otra tangencial  $\Delta F_t$  ( fig 1.2 ) que siguiendo la definición, generarán un esfuerzo normal  $\sigma$  y otro tangencial  $\tau$  ( o cortante ) respectivamente .

Además de las fuerzas de superficie, en cada punto del volumen VC actúan las fuerzas de cuerpo que pueden ser de diferentes tipos : de peso, electromagnéticas, etc. Estas fuerzas se refieren a la unidad de masa y se expresan por el vector  $M = X_i + Y_j + Z_k$  , referidas a un sistema de coordenadas cartesianas. Por ejemplo, si actúa exclusivamente la fuerza de peso el eje Z coincide con la vertical del lugar, las componentes de la fuerza de cuerpo son :

$$X = 0 \quad Y = 0 \quad Z = - \frac{Mg}{M} = -g$$

donde

$g$  es la aceleración local de la gravedad

Se considera nuevamente el elemento del área  $\Delta A$  que encierra al punto P, de la fig 1.3. Si se tiene un fluido en reposo en que no actúan fuerzas tangenciales sobre



al elemento de superficie considerando, en el punto  $P$  actúa exclusivamente una fuerza  $\Delta F$  normal al elemento de superficie, y paralela al vector  $\Delta A$ . Es claro que dicha fuerza será tanto mas pequeña como reducida sea el área  $\Delta A$  del elemento considerado. Si  $\Delta A$  se reduce de magnitud indefinidamente, la relación  $\Delta F/\Delta A$  entre la magnitud de la fuerza y del área se aproxima a un valor límite que se designa como intensidad de presión o simplemente, presión; esto es, se define como presión en el punto  $P$  al límite siguiente:

$$- p = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F}{\Delta A} = \frac{dF}{dA}$$

donde el signo negativo implica que la fuerza  $\Delta F$  produce un esfuerzo de compresión.

[Las dimensiones de la presión corresponden también a las de un esfuerzo  $[FL^{-2}]$

### 1.1.2 Temperatura

La magnitud de la temperatura se puede relacionar con la actividad molecular que resulta de la transferencia de calor.

Las escalas de medida se definen en términos de la expansión volumétrica de ciertos líquidos, comúnmente el mercurio; como un ejemplo se puede tomar la escala de temperatura Celsius o de grados centígrados la cual se estableció de modo que el punto de congelación del agua corresponda al cero de la escala, y el de ebullición, en condiciones estándar a  $100^\circ C$

### 1.1.3 Densidad y peso específico

La densidad  $\rho$  representa la masa de fluido contenida en la unidad de volumen; en

los sistemas absoluto y gravitacional sus dimensiones son  $[ML^{-3}]$  y  $[FT^2L^{-4}]$  respectivamente.

Desde un punto de vista matemático la densidad en un punto queda definida como :

$$\rho = \lim_{\Delta V \rightarrow 0} \frac{\Delta M}{\Delta V}$$

donde  $\Delta M$  es la masa de fluido contenida en el elemento de volumen  $\Delta V$  que rodea al punto.

Estrechamente asociado con la densidad está el peso específico  $\gamma$  que representa el peso de fluido por unidad de volumen; sus dimensiones son  $[FL^{-3}]$

Ambas propiedades  $\gamma$  y  $\rho$  se relacionan mediante la ley

$$\gamma = g \rho$$

en que  $g$  designa la aceleración local de la gravedad, que resulta de aplicar la segunda ley de Newton a la unidad de volumen de fluido.

La densidad de los líquidos depende de la temperatura y es prácticamente independiente de la presión, por lo que se pueden considerar incomprensibles. Los valores estándar para  $\rho$  y  $\gamma$  son :

$$\rho = 101.97 \text{ Kg seg}^2/\text{m}^4; \gamma = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

que corresponden al agua pura a  $4^\circ \text{C}$ .

#### 1.1.4 Viscosidad

La viscosidad de un fluido es una medida de su resistencia a fluir, como resultado de la interacción y cohesión de sus moléculas.

Si se considera el movimiento de un flujo sobre una frontera sólida fija, donde las partículas se mueven en líneas rectas paralelas, se puede suponer que el flujo se produce en forma de capas o láminas de espesor diferencial cuyas velocidades varían con la distancia  $y$ , normal a dicha frontera ( fig 1.4 )

Según Newton, el esfuerzo tangencial que se produce entre dos láminas separadas una distancia  $dy$ , y que se desplazan con velocidades  $(v)$  y  $[v + (\partial v/\partial y)dy]$ , vale

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

De acuerdo con dicha ley, el esfuerzo tangencial es proporcional al gradiente transversal de velocidades  $\partial v/\partial y$ . La constante de proporcionalidad  $\mu$  es una magnitud característica de la viscosidad del fluido y se conoce como viscosidad dinámica o simplemente, viscosidad.

Las dimensiones de la viscosidad dinámica, en el sistema absoluto, son  $[ML^{-1}T^{-1}]$  y, en el gravitacional,  $[FL^{-2}T]$

Para los cálculos prácticos es más conveniente relacionar la viscosidad dinámica del fluido y su densidad, con la fórmula

$$\nu = \frac{\mu}{\rho}$$

donde  $\nu$  es la viscosidad cinemática y sus dimensiones son  $[L^2 T^{-1}]$

### 1.1.5 Comprensibilidad

La comprensibilidad de un fluido es una medida de cambio de volúmenes y por lo -

tanto de su densidad, cuando se somete a diversas presiones.

El módulo de elasticidad volumétrica de un fluido, es análogo al módulo de la elasticidad lineal empleando para caracterizar la elasticidad de los sólidos, se define como el cambio de presión dividido entre el cambio asociado en el volumen o densidad por unidad de volumen o densidad, viéndose una medida directa de la compresibilidad del fluido. Sus dimensiones son las de un esfuerzo  $[FL^{-2}]$

## 1.2 Ecuaciones de la hidrostática

La estática de fluidos estudia las condiciones de equilibrio de los fluidos en reposo, y cuando se trata sólo de líquidos, se denominan hidrostática.

### 1.2.1 Ecuaciones de Euler

Se considera idealmente un elemento de fluido en forma prismática que encierra el punto P, donde la densidad es  $\rho$  y la presión  $p$ . Habiéndose elegido un sistema de coordenadas con el eje Z vertical, conviene orientar los lados de la partícula según los ejes del sistema, de tal manera que la presión se incremente en magnitudes diferenciales y genere las fuerzas indicadas en la fig. 1.5

Si la fuerza de cuerpo por unidad de masa de la partícula es  $M = Xi + Yj + Zk$  el equilibrio de las fuerzas en la dirección x implica que

$$\left(p - \frac{1}{2} \frac{dp}{dx} dx\right) dy dz - \left(p + \frac{1}{2} \frac{dp}{dx} dx\right) dy dz + \rho X dx dy dz = 0$$

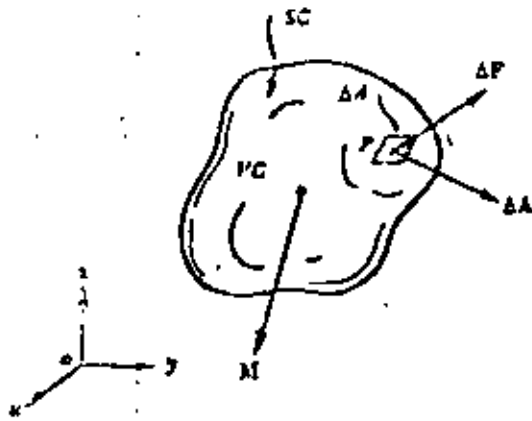


Fig. 1.1

10

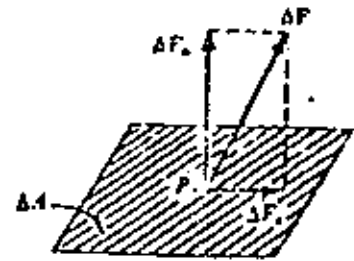


Fig. 1.2

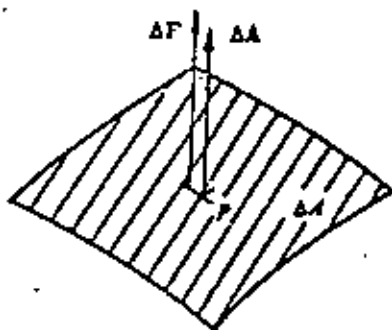


Fig. 1.3

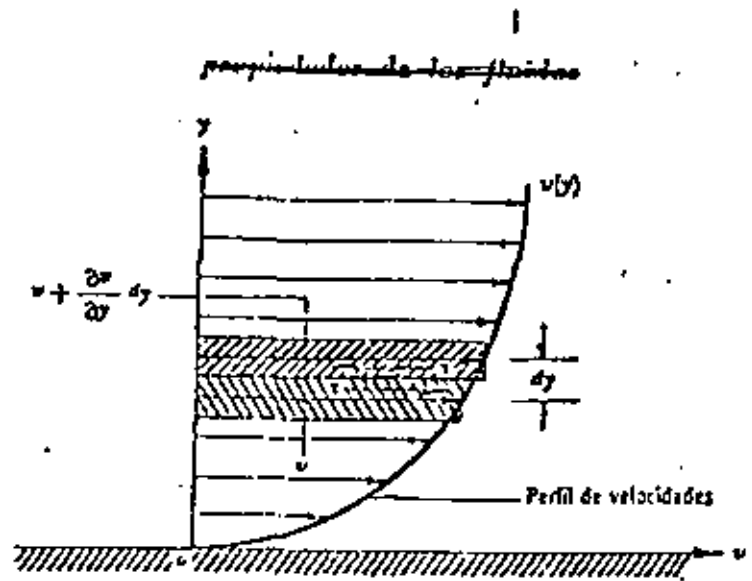


Fig. 1.4

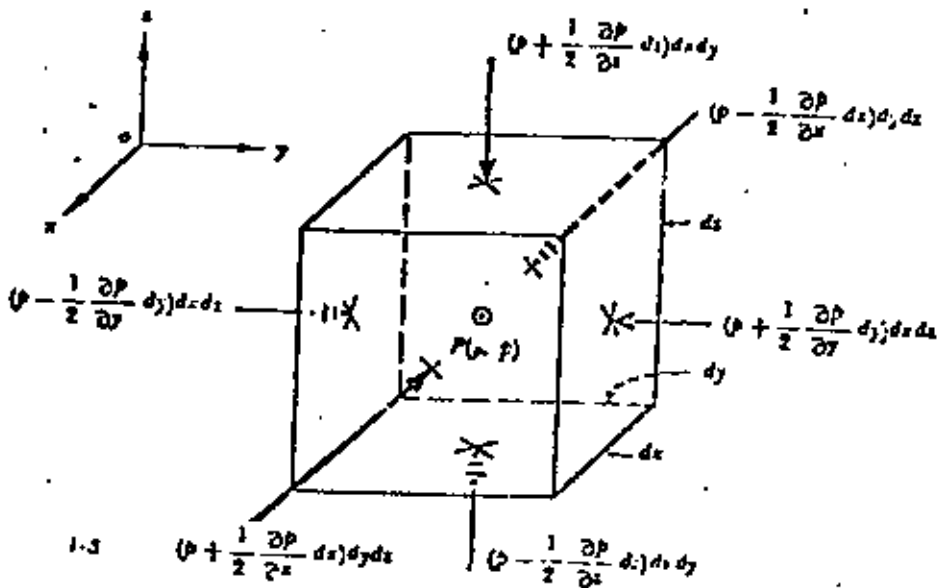


Fig. 1.5

C

Al simplificar y hacer idénticos razonamientos en las restantes direcciones coordenadas, se obtiene el sistema de ecuaciones

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \rho X \quad \frac{\partial p}{\partial y} = \rho Y \quad \frac{\partial p}{\partial z} = \rho Z$$

Conocidas como las ecuaciones estáticas de Euler.

Si se considera que la única fuerza de cuerpo es la debida al campo gravitacional terrestre, sus componentes son  $X = Y = 0, Z = -g$ , y de las ecuaciones anteriores se tiene:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = 0 \quad \frac{\partial p}{\partial y} = 0 \quad \frac{\partial p}{\partial z} = -\rho g = -\gamma$$

Así se concluye que la presión dentro de un fluido en reposo varía solamente con la coordenada vertical  $Z$ , y es constante en todos los puntos contenidos en un mismo plano horizontal.

De las ecuaciones anteriores se deduce finalmente que

$$dp = -\rho g dz = -\gamma dz$$

### 1.2.2 Integración de las ecuaciones de Euler

En el caso de un líquido ( $\rho = \text{constante}$ ), es posible integrar la ecuación anterior como sigue

$$\frac{p}{\gamma} + z = \text{constante}$$

La cual se conoce como ley de Pascal y permite calcular la distribución de presiones hidrostáticas en el seno de un líquido en reposo. Esa presión depende exclusivamente de la coordenada  $Z$ , es decir, de la altura de cada punto respecto de un nivel cualquiera elegido

Para dos puntos: el  $O$  coincidiendo con la superficie libre del líquido y otro cualquiera de elevación  $Z$  (ver fig 1.6), resulta

$$\frac{P_a}{\gamma} + Z_0 = \frac{P}{\gamma} + Z$$

La presión absoluta en el punto considerado es

$$p = p_a + \gamma (Z_0 - Z)$$

donde  $p_a$  representa la presión atmosférica sobre la superficie libre del líquido y  $(Z_0 - Z)$  la profundidad del punto considerado. En la ecuación  $p$  corresponde a la presión absoluta del punto de que se trata y se mide a partir del cero absoluto de presiones. La presión atmosférica local depende de la elevación sobre el nivel del mar del lugar en que se encuentra el líquido.

Es más común medir la presión hidrostática utilizando como valor cero de referencia a la atmosférica local. La presión así medida se llama manométrica y las unidades más usuales son  $\text{kg/cm}^2$  o bien,  $\text{kg/m}^2$ .

La fig 1.7 ilustra los diferentes niveles de referencia para medir la presión; la atmosférica estándar a nivel del mar equivale a la producida en la base de una

columna de agua de 10,33 m de altura.

Existen casos en que el líquido no es homogéneo, como las soluciones salinas de concentraciones variables o líquidos estratificados de temperatura variable. En estas condiciones, el equilibrio sólo es posible si los líquidos menos densos quedan arriba de los más densos.

En tales casos se pueden aplicar las ecuaciones para cada nivel determinando la presión como se indica en la fig 1.8

### 1.3 Empuje en superficies

Se considera un recipiente con un líquido en reposo, donde una de sus paredes tiene una inclinación  $\theta$  respecto a la horizontal, como se indica en la fig 1.9. Sobre esta pared se delimita una superficie de área A para la cual se desea conocer la fuerza resultante debida a la presión hidrostática, así como su punto de aplicación o centro de presiones.

La fuerza resultante sobre la superficie A sera :

$$P = \iint_A p \, dA = \gamma \iint_A z \, dA$$

es decir, el volumen de la cuña de distribución de presiones abcd está limitada por el área A. La integral que aparece en la ecuación anterior es el momento estático del área respecto de la superficie libre del líquido y se puede expresar en términos del área A y de la profundidad de su centro de gravedad  $Z_G$ . El empuje hidrostático es entonces

$$P = \gamma A Z_G$$



Las coordenadas  $(X_k, Y_k)$  del centro de presiones se obtiene cuando se iguala la suma de los momentos estáticos de las áreas diferenciales respecto de los ejes  $x$  y  $y$ , con el producido por la fuerza resultante. Para el eje  $x$  tenemos que

$$P y_k = \iint_A y \gamma z dA$$

donde la integral representa el momento estático del volumen de la cuña de presiones respecto del eje  $x$ . De aquí se deduce que  $y_k$  coincide con la ordenada de la proyección  $K'$  del centro de gravedad  $G$ , de la cuña.

Se puede dar también una interpretación distinta y para ello se substituye  $z = y \sin \theta$  en la ecuación anterior :

$$P y_k = \gamma \sin \theta \iint_A y^2 dA$$

donde la integral es el momento de inercia del área  $A$  respecto del eje  $x$ , el cuál es también

$$I_x = \iint_A y^2 dA = \bar{I}_x + A y_G^2$$

en que  $\bar{I}_x$  es el momento de inercia del área respecto de un eje centroidal paralelo a  $x$ ;  $\bar{I}_x$  puede también expresarse como  $\bar{I}_x = r_x^2 A$ , donde  $r_x$  es el radio de giro de  $A$  respecto del eje centroidal paralelo a  $x$ . Por tanto, si se substituye la ecuación anterior, con

$z_G = y_G \sin \theta$ , resulta

$$y_k = \frac{\frac{r_x^2}{y_G} + y_G}{y_G}$$

Obsérvese que el centro de presiones se encuentra por debajo del centro de gravedad del área. Aunque tiene importancia secundaria, se puede calcular en forma -

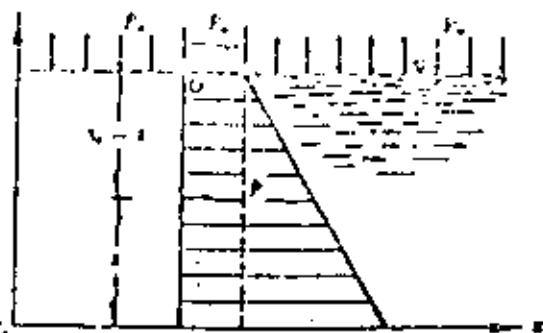


Fig. 1.6

15

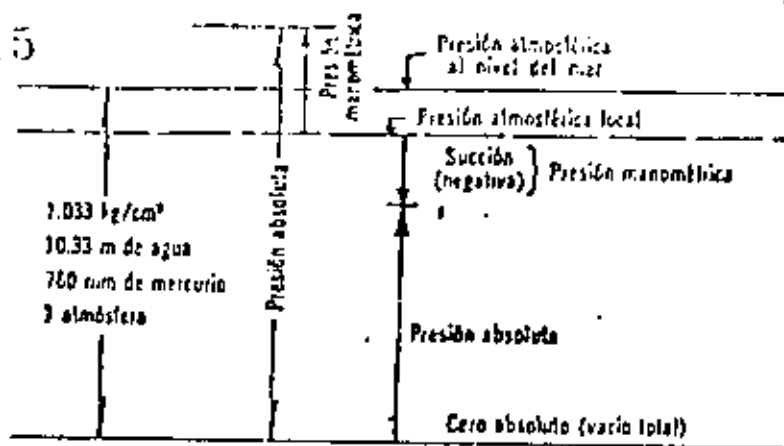


Fig. 1.7

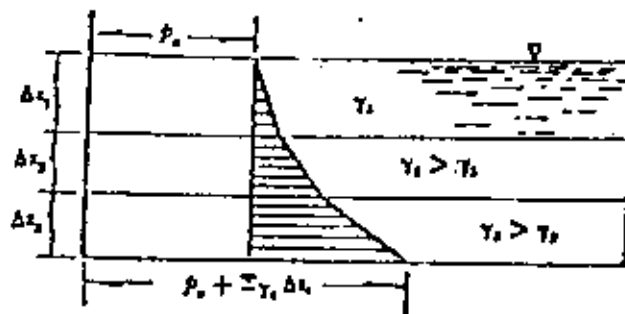


Fig. 1.8

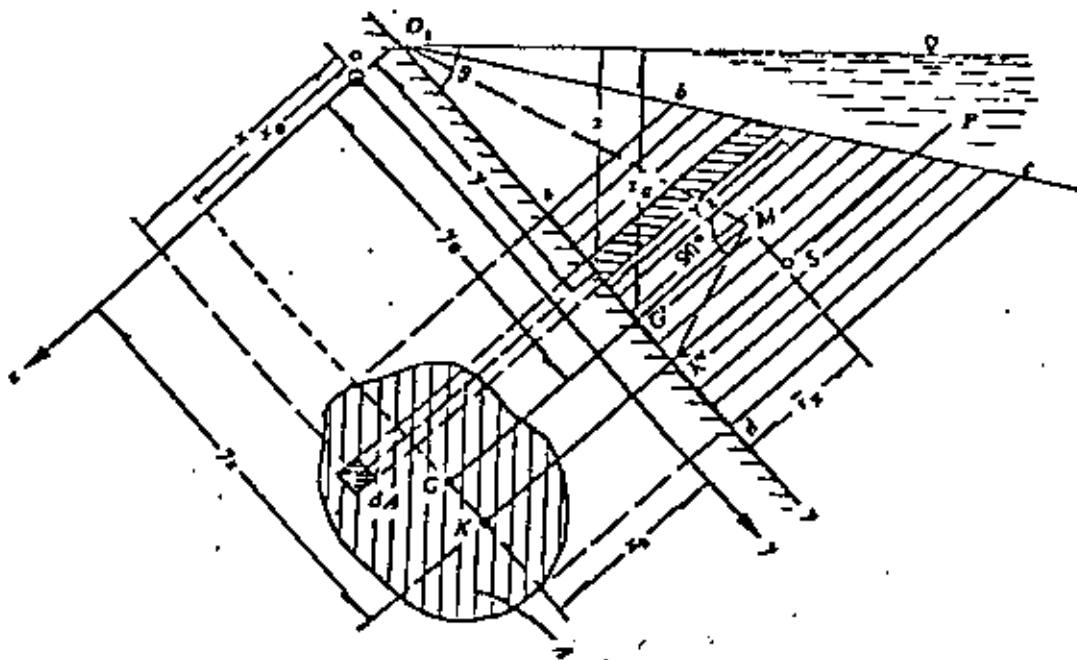
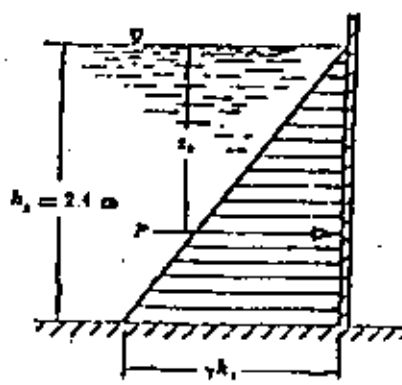


Fig. 1.9



12 a.

análoga a  $X_k$ :

$$X_k = \gamma h \sin \theta \iint_A xy \, dA$$

La integral de esta ecuación representa el producto de inercia  $I_{xy}$ , del área respecto del sistema de ejes  $x - y$ ; por tanto

$$X_k = \frac{I_{xy}}{YGA}$$

Generalmente, las superficies sobre las que se desea calcular el empuje hidrostático son simétricas respecto de un eje paralelo a  $y$ . Esto hace que  $I_{xy} = 0$  y que el centro de presiones quede sobre dicho eje.

**Problema 1.1** Calcular el empuje hidrostático y el centro de presiones sobre la pared de 2 m de ancho de un tanque de almacenamiento de agua, para los siguientes casos:

- pared vertical con líquido de un solo lado (fig 1.10);
- pared inclinada con líquido en ambos lados (fig 1.11);
- pared vertical con líquido en ambos lados (fig 1.12).

**Solución a).** En la fig. 1.10 se muestra la distribución de presiones hidrostáticas del agua sobre la pared vertical. La presión total para  $\gamma = 1 \text{ ton/m}^3$ , vale.

$$P = \gamma b h \frac{h}{2} = \gamma b \frac{h^2}{2} = 1 \times 2 \times \frac{2.4^2}{2}$$

$$P = 5.76 \text{ ton}$$

El empuje hidrostático es igual al volumen de la cuña de dis

tribución de presiones

La profundidad del centro de presiones

$$z_k = \frac{h^2 \times 2}{12 h} + \frac{h}{2} = \frac{2}{3} h = 1.6 \text{ m}$$

Este valor también es el de la profundidad del centro de gravedad de la cuña de distribución de presiones.

Solución b)

La distribución de presiones es lineal en ambos lados y de sentido contrario, siendo la distribución resultante como se muestra en la fig 1.11.

En la misma forma que en la solución (a), el empuje hidrostático sobre la pared es el volumen de la cuña de distribución de presiones de ancho  $b$ , indicada con el área sombreada, la cual se puede determinar calculando el área del triángulo de presiones de la izquierda menos el de la derecha.

Para el triángulo a la izquierda

$$P_1 = \gamma b \frac{h_1^2}{2 \operatorname{sen} \theta}$$

aplicada a la distancia  $y_{k1}$ , desde el punto A, entonces

$$y_{k1} = \frac{2}{3} \frac{h_1}{\operatorname{sen} \theta}$$

Para el triángulo a la derecha, se tiene que

$$P_2 = \gamma b \frac{h_2^2}{2 \operatorname{sen} \theta}$$

aplicada a la distancia  $yk_2$  desde el punto A, resulta

$$yk_2 = \frac{h_1 - (h_2/3)}{\sin \theta}$$

El empuje total está representado por la cuña sombreada :

$$P = P_1 - P_2 = \gamma b \frac{h_1^2 - h_2^2}{2 \sin \theta} =$$

$$= 1 \times 2 \frac{(2.4^2 - 1.4^2)}{2 \times 0.866} = 4.388 \text{ ton}$$

Tomando momentos de las fuerzas respecto del punto A, obtenemos

$$Pyk = \gamma b \frac{h_1^2}{2 \sin \theta} \times \frac{2}{3} \frac{h_1}{\sin \theta} -$$

$$- \gamma b \frac{h_2^2}{2 \sin \theta} \frac{h_1 - (h_2/3)}{\sin \theta}$$

Substituyendo el valor de P,  $yk$  se puede despejar y escribir en la forma

$$yk = \frac{h_1}{\sin \theta} - \frac{1}{3 \sin \theta} \frac{h_1^3 - h_2^3}{h_1^2 - h_2^2} =$$

$$= \frac{2.4}{0.866} - \frac{2.916}{3 \times 0.866} = 1.649 \text{ m}$$

Solución c)

Para el caso de la fig 1.12 es suficiente hacer  $\theta = 90^\circ$  en las ecuaciones anteriores, resultando

$$P = \gamma b \frac{h_1^2 - h_2^2}{2} = 1 \times 2 \times$$

$$\times \frac{2.4^2 - 1.4^2}{2} = 3.8 \text{ ton}$$

$$y_k = z_k = h_1 - \frac{1}{3} \frac{h_1^3 - h_2^3}{h_1^2 - h_2^2} = \dots =$$

$$y_k = 2.4 - \frac{1}{3} \frac{2.4^3 - 1.4^3}{2.4^2 - 1.4^2} = 1.428 \text{ m.}$$

Problema 1.2 Se desean obtener los empujes hidrostáticos por unidad de ancho, así como los centros de presiones sobre las caras  $a_1$  y  $a_2$ , del muro mostrado en la fig 1.13

Solución. Los empujes están representados por las áreas de las cuñas sombreadas

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma b a_1^2 =$$

$$= \frac{1}{2} \times 1 \times 1 \times 1^2 = 0.5 \text{ ton}$$

$$P_2 = \gamma b \frac{a_1 + h}{2} a_2 =$$

$$= 1 \times 1 \frac{1 + 3}{2} \cdot 2.2 = 4.4 \text{ ton}$$

Los centros de presión coinciden con los de gravedad de las áreas de las cuñas sombreadas.

$$z_{k1} = \frac{2}{3} a_1 = \frac{2}{3} \times 1 = 0.667 \text{ m}$$

$$y_{k2} = \frac{a_2}{3} \frac{a_1 + 2h}{a_1 + h} = \frac{2.2}{3} \frac{1 + 6}{1 + 3} = 1.283 \text{ m}$$

$$z_{k2} = a_1 + y_{k2} \sin \theta = a_1 + y_{k2} \left( \frac{h - a_1}{a_2} \right) = 1 + 1.283 \frac{2}{2.2} = 2.166 \text{ m}$$

Algunas ocasiones conviene descomponer el empuje hidrostático sobre una superficie en una componente vertical y otra horizontal, como se muestra en la fig 1.14.

La componente vertical es

$$P_z = \gamma \iint_A z \cos \theta \, dA$$

donde  $\cos \theta \, dA$  es la proyección del elemento de superficie  $dA$  sobre un plano horizontal. Esto es,  $P_z$  es el peso de la columna vertical del líquido que se apoya sobre el área  $A$ . El punto de aplicación de esta fuerza queda en el centro de gravedad de dicha columna.

Se observa que si  $90^\circ < \theta < 180^\circ$ , entonces  $\cos \theta < 0$ ; esto significa que  $P_z$  está dirigida de abajo hacia arriba y que la columna de líquido no existe físicamente, pero las presiones son ascendentes.

Las componentes horizontal de  $P$  vale:

$$P_x = \gamma \iint_A z \sin \theta \, dA$$

donde  $\sin \theta \, dA$  es la proyección del elemento  $dA$  sobre un plano vertical. Por ello  $P_x$  es el empuje hidrostático que actúa en la proyección de la superficie  $A$ , sobre un plano vertical y, por tanto se localiza en el centro de gravedad de la cuña de presiones.

Problema 1.3 Determinar el empuje hidrostático  $P_2$ , del problema 1.2, en términos de las componentes vertical y horizontal.

Solución

La componente vertical es igual al peso de la columna de líquido, es decir,

$$P_{2z} = \gamma b \left( \frac{a_1 + a_2}{2} \right) a_2 \cos \theta = 1 \times 1 \left( \frac{1+3}{2} \right) 2.2 \times 0.916 = 1.93 \text{ ton}$$

La horizontal es

$$P_{2x} = \gamma b \left( \frac{a_1 + h}{2} \right) a_2 \sin \theta = 1 \times 1 \left( \frac{1+3}{2} \right) 2.2 \times \frac{2}{2.2} = 4 \text{ ton}$$

El empuje total resultante vale

$$P_2 = \sqrt{P_{2z}^2 + P_{2x}^2} = \sqrt{1.83^2 + 4^2} = 4.4 \text{ ton}$$

Cuando es curva la superficie sobre la que se ejerce presión hidrostática, ésta se puede proyectar sobre un sistema triontagonal de planos coordenados, convenientemente dispuesto, de manera que uno de ellos coincida con la superficie libre del líquido. Así, se procede a calcular el empuje hidrostático por separado sobre cada proyección.

Si los planos de las coordenadas  $x$ - $z$  y  $y$ - $z$  son verticales y el  $x$ - $y$  coincide con la superficie del líquido, las componentes del empuje hidrostático sobre la superficie curva son:

$$P_x = \gamma \iint_{A_x} z \, dA_x = \gamma (Z_G)_x A_x$$

$$P_y = \gamma \iint_{A_y} z \, dA_y = \gamma (Z_G)_y A_y$$

$$P_z = \gamma \iint_{A_z} z \, dA_z = \gamma Z_G A_z$$

donde  $A_x$ ,  $A_y$ ,  $A_z$ , son las áreas de las proyecciones de la superficie sobre los tres planos de coordenadas;  $(Z_G)_x$  y  $(Z_G)_y$  la profundidad del centro de gravedad de dichas proyecciones y  $Z_G$  la profundidad del centro de gravedad de la superficie - -



curva en el espacio, La última ecuación indica que  $P_z$  es igual al peso de la columna de líquido soportada por la superficie curva, y  $Z_k$  la altura de dicha columna - coincidente con su centro de gravedad.

Problema 1.4 Determinar el empuje hidrostático y el centro de presiones sobre la superficie cilíndrica AB, mostrada en la fig 1.15

Solución.

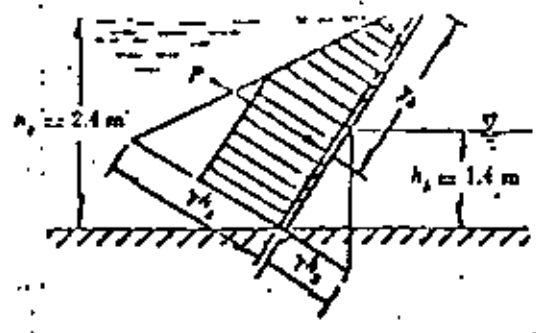
La componente horizontal del empuje hidrostático sobre la superficie cilíndrica, de ancho  $b$ , es igual al área sombreada del trapecio, es decir,

$$P_x = \gamma b D \left( z_0 + \frac{D}{2} \right)$$

y su posición corresponde a la profundidad del centro de gravedad del trapecio :

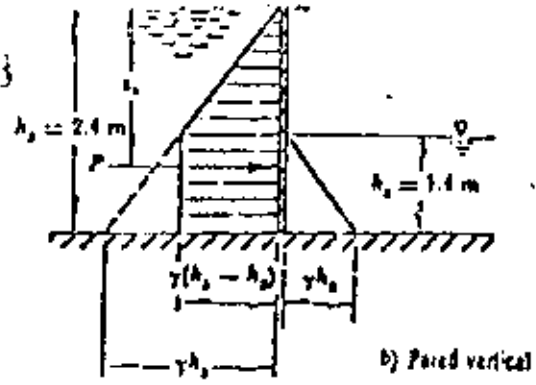
$$z_k = \frac{D}{3} \frac{3z_0 + 2D}{2z_0 + D} + z_0$$

La componente vertical del empuje se puede obtener siguiendo este razonamiento: sobre la superficie BG se ejerce un empuje vertical  $P_{z1}$ , ascendente, que equivale al peso de la columna virtual de líquidos sobre esa superficie, como se muestra en la fig 1.15. Sobre la superficie AG existe un empuje vertical  $P_{z2}$ , descendente, que equivale al peso de la columna real de líquido sobre dicha superficie, como se



a) Pared inclinada

Fig. 1.11



b) Pared vertical

Fig. 1.12

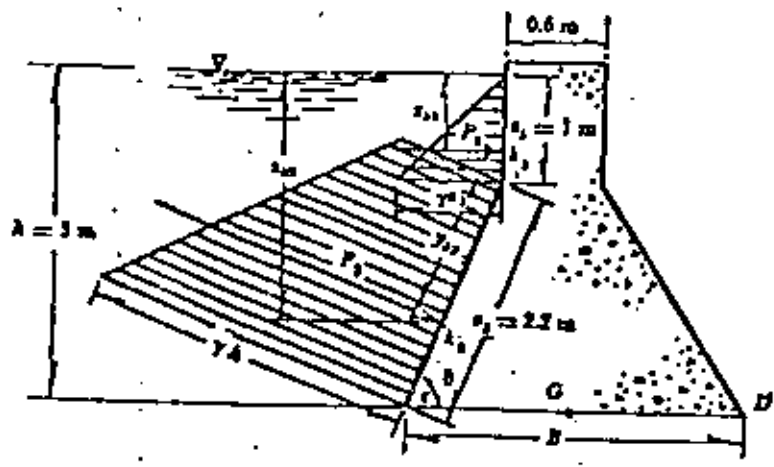


Fig. 1.13

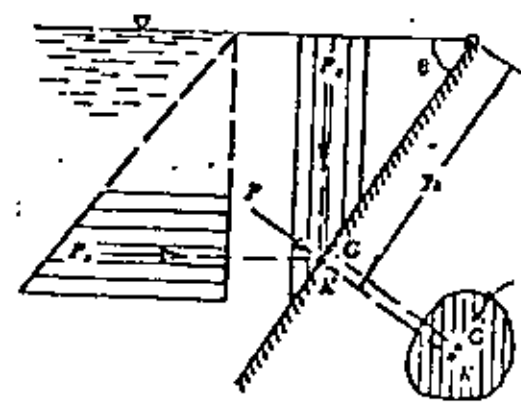


Fig. 1.14

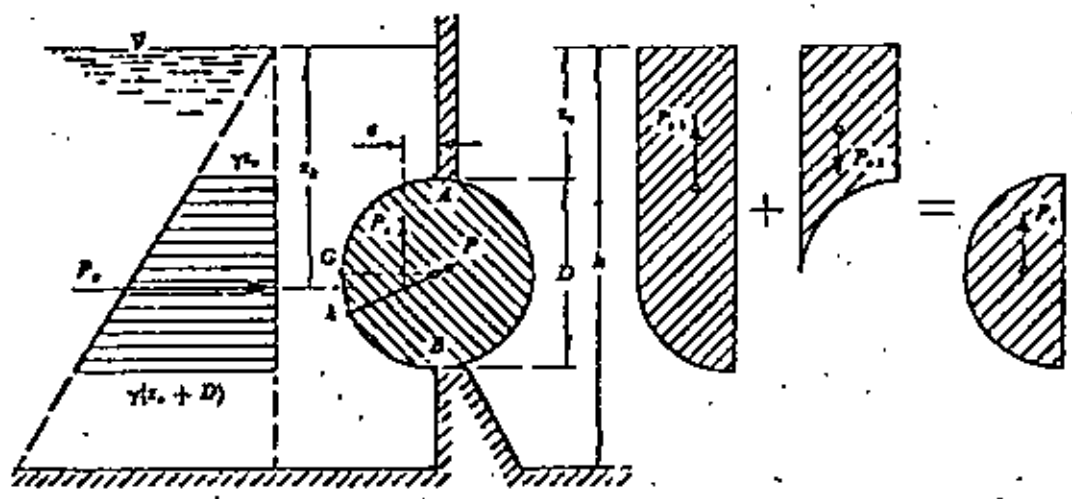
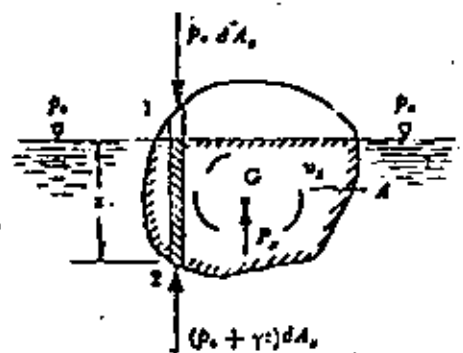


Fig. 1.15



19a

muestra en la misma figura. La resultante de ambas fuerzas es igual al empuje vertical total ascendente sobre toda la superficie ; esto equivale al peso de la columna virtual de líquido encerrado por la superficie AGB, y aplicada en el centro de gravedad del área encerrada. Resulta

$$P_z = \gamma b \frac{\pi}{8} D^2 \quad \alpha = 0.2122 D$$

El empuje total sobre la superficie será la resultante de las dos componentes :

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2}$$

Esta fuerza debe ser radial al cilindro.

#### 1.4 Flotación

En el caso de un cuerpo sólido cualquiera flotando en un líquido ( fig.-1.16) existe un estado de equilibrio debido a que el líquido ejerce sobre el cuerpo una presión ascendente de igual magnitud que el peso propio del cuerpo.

Se observa que las componentes horizontales de las fuerzas presión hidrostática se eliminan sin existir resultante horizontal alguna. Sólo existe la componente vertical  $P_z$ , la que se determina del equilibrio del cilindro vertical de sección transversal horizontal  $dA_z$ , limitado por la superficie A que encierra al cuerpo. Sobre el punto 1 actúa la fuerza elemental  $p_a dA_z$ ; y sobre el punto 2 la fuerza elemental  $(p_a + \gamma z) dA_z$ . La resultante de las fuerzas verticales ascendentes es :

$$P_2 = \iint_{A_2} [(p_a + \gamma z) dA_2 - p_a dA_2] = \gamma \iint_{A_2} z dA_2$$

La integral es igual al volumen  $v_s$  de la parte del cuerpo en flotación que se encuentra debajo de la superficie libre del líquido; esto es :

$$P_2 = \gamma v_s$$

La ecuación anterior es la interpretación matemática del conocido principio de Arquímedes : "Todo cuerpo sumergido en un líquido experimenta un empuje vertical - ascendente igual al peso del volumen de líquido desalojado". El punto de aplicación de dicho empuje coincide con el centro de gravedad del volumen desalojado y se conoce con el nombre de centro de flotación o de carena.

El equilibrio de un cuerpo flotante se clasifica en tres tipos.

**Estable.** Una fuerza actuante - por ejemplo el empuje del oleaje o del viento origina una inclinación lateral, pero cuando aquélla cesa el cuerpo vuelve a su posición original. Este tipo de equilibrio lo tienen los cuerpos de centro de gravedad bajo.

**Inestable.** La fuerza actuante origina el volteo brusco del cuerpo (zozobra), el cual después recupera una posición más o menos estable. Este equilibrio lo tienen aquellos cuerpos cuyo centro de gravedad es alto.

**Indiferente.** La fuerza actuante origina un movimiento de rotación continua del cuerpo, cuya velocidad es directamente proporcional a la magnitud de la fuerza y cuya duración es la misma que la de dicha fuerza. Este tipo de equilibrio lo poseen cuerpos cuya distribución de la masa es uniforme ( por ejemplo, la esfera con posición

de flotación indiferente; el cilindro cuya posición de flotación es indiferente con su eje longitudinal en la dirección horizontal).

Las condiciones de equilibrio de un cuerpo flotante se explican con claridad utilizando como ejemplo un barco (como el mostrado en la fig 1.17) cuya superficie de flotación muestra una forma simétrica con un eje longitudinal y otro transversal. La rotación alrededor del primer eje se conoce como balanceo y, del segundo cabeceo.

En la posición de equilibrio (sin fuerzas ocasionales) sobre el barco actúa el peso  $W$  ejercido en el centro de gravedad  $G$ , además del empuje ascendente del líquido  $B$  que actúa en el centro de flotación o de carena,  $G_1$ . Ambas fuerzas son iguales colineales y de sentido contrario.

Al producirse una fuerza ocasional el barco se inclina un ángulo  $\theta$  y pasa a ocupar la posición mostrada en la fig 1.17b; el punto  $G$ , pasa ahora a la posición  $G_1'$ .

Por efecto de las cuñas sombreadas una que se sumerge y otra que emerge por encima de la línea de flotación - se origina un movimiento producido por las fuerzas  $F_1$  y  $F_2$ . El empuje ascendente total  $B$ , en su nueva posición  $G_1'$ , es la resultante de  $B$  en su posición original y las fuerzas  $F_1 = F_2$  por efecto de las cuñas.

El momento de la fuerza resultante con respecto a  $G_1$  será igual a la suma algebraica de los momentos de sus componentes, por lo cual se cumple que

$$h = \frac{F_1 f}{B}$$

Al elemento de volumen:  $y \, dA = x \tan \theta \, dA$ , corresponde un momento de desequilibrio  $dM = y \, x^2 \, dA \tan \theta$ : el momento de la fuerza  $B$  con respecto a  $O$  es entonces:

$$F, f = \gamma \tan \theta \iint_A x^2 \, dA = \gamma \tan \theta \, I_z$$

donde  $I_z$  representa el momento de inercia del área de la sección del barco a nivel de la superficie de flotación  $\overline{ab}$  con respecto al eje longitudinal  $z$  del mismo que pasa por  $O$ .

Substituyendo las ecuaciones anteriores resulta que

$$n = \frac{\gamma \tan \theta \, I_z}{B}$$

además, siendo  $B = \gamma v_0$ , donde  $v_0$  es el volumen desplazado por el barco, se obtiene

$$n = \frac{\tan \theta \, I_z}{v_0}$$

El par de fuerzas  $B$  y  $W$  producen un momento  $M_1 = W h \sin \theta$ , que tratará de volver al barco a su posición original o de voltearlo más, hasta hacerlo zozobrar.

Para predecir el comportamiento del barco es importante conocer la posición del punto  $m$ , de intersección de  $B$  en  $G_1$ , con el eje  $y$  del barco inclinado; punto que se denomina metacentro y la altura metacéntrica se indica con  $h$ . A medida que  $h$  aumenta es más estable la flotación del cuerpo, es decir, más rápidamente tratará de recobrar su posición original.

El equilibrio es estable si el punto  $m$  queda arriba del punto  $G$  ( $h > 0$ ) y es inestable si  $m$  queda abajo de  $G$ ; por tanto, la estabilidad del barco exige que sea  $h > 0$

esto es:

$$h = \frac{W}{\rho g V_0} - h_0 = \frac{\tan \theta I_z}{\rho g V_0} - h_0 > 0$$

Siendo  $\theta$  pequeño,  $\sin \theta \approx \tan \theta$  y entonces

$$h_0 < \frac{W}{\rho g V_0}$$

$$h_0 < \frac{I_z}{V_0}$$

Problema 1.5 Estimar las condiciones de estabilidad del cajón cuyas dimensiones se indican en la fig 1.18 : peso  $W = 2.88$  ton; altura del centro de gravedad, medida desde la base del cajón;  $0.30$  m.

Solución Estabilidad respecto del eje A-A.

El momento de inercia del área de flotación respecto del eje A-A es :

$$I_A = \frac{1.8 \times 4^3}{12} = 9.6 \text{ m}^4$$

y la profundidad de flotación :

$$C = \frac{W}{\rho g A} = \frac{2.88}{1 \times 1.8 \times 4} = 0.4 \text{ m}$$

La distancia entre el centro de gravedad  $G$  ( del cajón ) y el centro de flotación, vale  $h_0 = 0.3 - 0.2 = 0.10$  m.

La altura metacéntrica, es

$$h = \frac{9.6}{2.88} - 0.10 = 3.23 \text{ m} > 0$$

Esto es, el cajón es estable por lo que se refiere al volteo alrededor del eje transversal.

Estabilidad respecto del eje B-B.  $I_B = \frac{4 \times 1.8^3}{12} = 1.94 \text{ m}^4$

$$h_B = \frac{1.94}{2.88} - 0.1 = 0.57 \text{ m} > 0 \quad \text{Estable también.}$$



Fig. 1.17

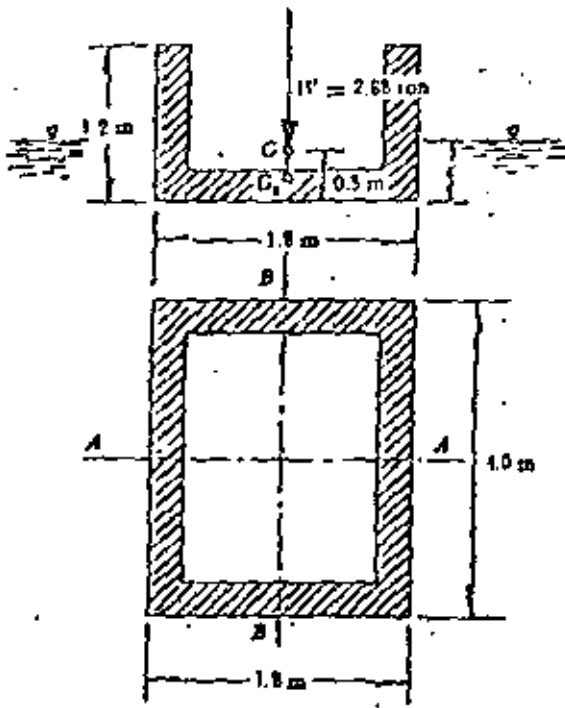
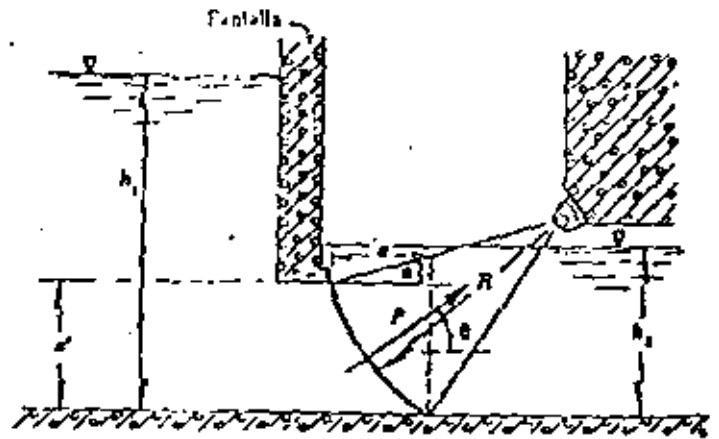
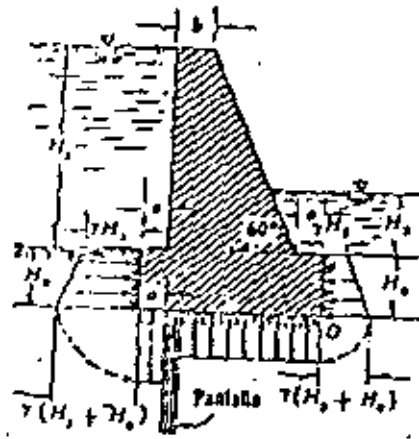


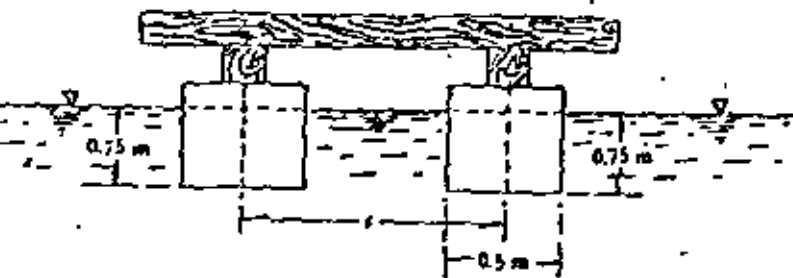
Fig. 1.18



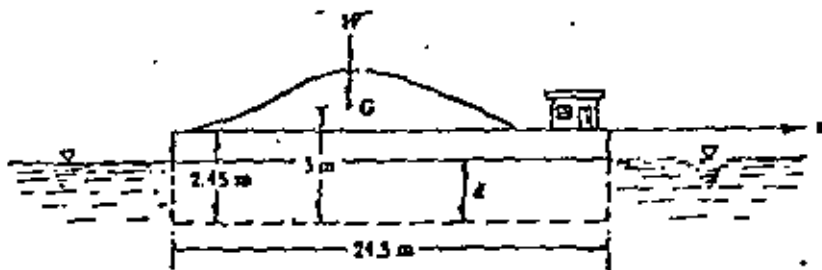
Problema 1.6



Problema 1.7



Problema 1.8





Problema 1.6 Determinar el empuje hidrostático sobre la compuerta radial mostrada en la figura, para los datos siguientes  $h_1 = 5\text{ m}$ ;  $h_2 = 2\text{ m}$ ;  $h = h_1 - h_2 = 3\text{ m}$ ;  $a = 0.943\text{ m}$ ;  $a' = 1.5\text{ m}$ ,  $R = 3\text{ m}$ ;  $b = 5\text{ m}$ ;  $\alpha = 15^\circ$

Problema 1.7 Una cortina de concreto tiene las siguientes dimensiones:  $H_1 = 12\text{ m}$ ;  $H_0 = 3\text{ m}$ ;  $a = 1\text{ m}$ ;  $b = 2\text{ m}$ ; el tirante, aguas abajo,  $H_2 = 3\text{ m}$ . Considerando que el terreno es permeable, para prevenir la infiltración por debajo de la cortina se construyó una pantalla impermeable. Calcular el momento de volteo de la cortina respecto del punto O, considerando las supresiones sobre la base de la cortina, de acuerdo con los valores que se indican en la figura. Hacer los cálculos por metro de longitud de cortina.

Problema 1.8 Un pontón se va a construir con tambores de gasolina de  $0.5\text{ m}$  de diámetro en los ejes verticales. Los tambores tienen sus ejes distantes  $1.8\text{ m}$  a lo largo de cada borde del puente y se sumergen  $0.75\text{ m}$  cuando el puente está cargado. ¿Qué distancia  $s$  se requiere para una altura metacéntrica de  $0.9\text{ m}$ , cuando  $GG_1 = 1.2\text{ m}$ ?  $G$  representa el centro de gravedad del cuerpo y  $G_1$  el centro de carena.

Problema 1.9 Un lanchón tiene forma de un paralelepípedo rectangular de  $9.2 \times 24.5 \times 2.45\text{ m}$ ; pesa  $500\text{ ton}$  cargado y tiene su centro de gravedad a  $3\text{ m}$  del fondo. Hallar la altura metacéntrica para la rotación alrededor del eje  $x$ , así como deter

minar si es estable. Cuando el lanchón gire  $5^\circ$  alrededor de este eje, ¿Cuál será el par de equilibrio?

### 1.5 Cinemática de los líquidos

La cinemática de los líquidos trata del movimiento de sus partículas, sin considerar la masa ni las fuerzas que actúan, en base al conocimiento de las magnitudes cinemáticas: velocidad, aceleración y rotación.

#### 1.5.1 Los campos de un flujo

Un campo de flujo es cualquier región en el espacio donde hay un fluido en movimiento, a condición de que la región o subregión del flujo quede ocupada por el fluido.

En cada punto del campo de flujo es posible determinar o especificar una serie de magnitudes físicas, ya sean escalares, vectoriales o tensoriales, que forman a su vez campos independientes o dependientes dentro del flujo.

Un campo escalar se define exclusivamente por la magnitud que adquiere la cantidad física a la cual corresponde; ejemplos: presión, densidad y temperatura.

En un campo vectorial, además de la magnitud, se necesita definir una dirección y un sentido para la cantidad física a la que corresponde; esto es, tres valores escalares. La velocidad, la aceleración y la rotación son ejemplos de campos vectoriales. Finalmente, para definir un campo tensorial se requieren nueve o más componentes escalares; ejemplos: esfuerzo, deformación unitaria, y momento

de inercia.

Las magnitudes físicas de los campos escalares y vectoriales de un campo de flujo son - en general - funciones de punto y del tiempo, ya que su magnitud puede variar no sólo de un punto a otro sino también ( en un punto fijo ) de un instante a otro.

#### 1.5.2 Clasificación de los flujos

Existen diferentes criterios para clasificar un flujo. Esta puede ser permanente o no permanente; uniforme o no uniforme; tridimensional; bidimensional o unidimensional; laminar o turbulento; incomprensible o comprensible ; etcétera. Aunque no los únicos, sí son los flujos más importantes que clasifica la Ingeniería.

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.

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, mu-

chos 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.

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 propriamente 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 necesariamente 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 1. 19a )

En un flujo turbulento, las partículas se mueven sobre trayectorias completamente erráticas sin seguir un orden establecido ( fig 1. 19 b ). Existen pequeñas componentes de la velocidad en direcciones transversales a la del movimiento gene-

nal, las cuales no son constantes sino que fluctúan con el tiempo, de acuerdo con una ley aleatoria, aun cuando el flujo general es 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 incomprensible si los cambios de densidad de un punto a otro son despreciables; en caso contrario, el flujo es comprensible. Los líquidos y gases a baja velocidades pueden ser considerados incomprensibles.

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

### 1.5.3 Línea de corriente, trayectoria y tubo de flujo

Se supone que en un instante  $t_0$  se conoce el campo de velocidades  $v$ , de un flujo. Se define como línea de flujo o de corriente toda línea trazada idealmente en el interior de un campo de flujo, de manera que la tangente en cada uno de sus puntos proporcione la dirección del vector velocidad correspondiente al punto mismo (fig 1.20). Con la excepción de eventuales puntos singulares, no existe posibilidad de que dos líneas de corriente se intersequen, pues ello significaría que en

el punto de intersección existieran dos vectores  $v$  distintos.

Se observa que esta definición se refiere a las condiciones de un flujo no permanente en un instante particular. Al cambiar de un instante a otro la configuración de las líneas de corriente será, por supuesto, distinta.

Se considera ahora, dentro del flujo, la curva  $C$  cualquiera de la fig 1.21 ( que no sea línea de corriente ) y las líneas de corriente que pasan por cada punto de esa curva. La totalidad de estas líneas están contenidas en una superficie que se denomina superficie de flujo o de corriente.

Si la curva  $C$  es cerrada, la superficie de corriente formada adquiere el nombre de tubo de flujo y, el volumen encerrado por esta superficie, el de vena fluida.

La trayectoria de una partícula es la línea que une los puntos de posición sucesivamente ocupados por dicha partícula en el transcurrir del tiempo ( fig 1.20 )

#### 1.5.4 Concepto de gasto o caudal

En la fig 1.22, un elemento  $dA$ , de la superficie  $S$  ( limitada por la curva  $C$  ) y que contiene al punto cualquiera  $P$ , se puede representar por el vector diferencial de superficie :

$$dA = dA \mathbf{n}$$

donde  $\mathbf{n}$  se define como un vector unitario normal a la superficie en el punto  $P$ , - cuyo sentido positivo se establece por convención .

La velocidad  $v$  que corresponde al punto  $P$  tiene en general una dirección distinta



Fig. 1.19 a



Fig. 1.19 b

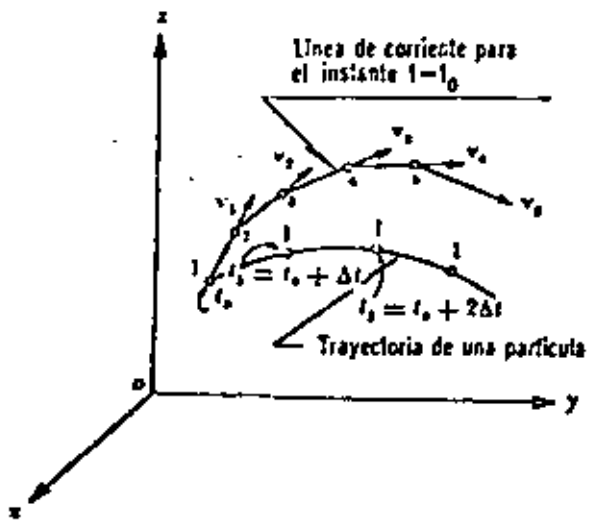


Fig. 1.20

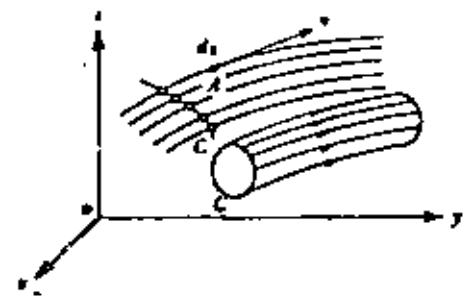


Fig. 1.21

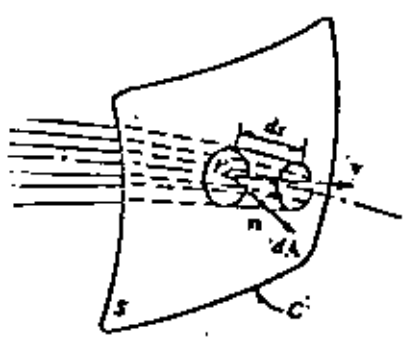


Fig. 1.22

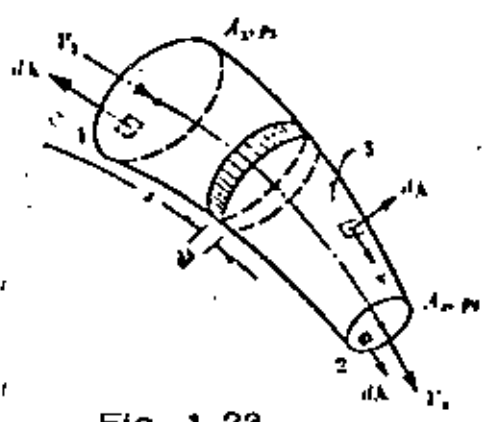


Fig. 1.23

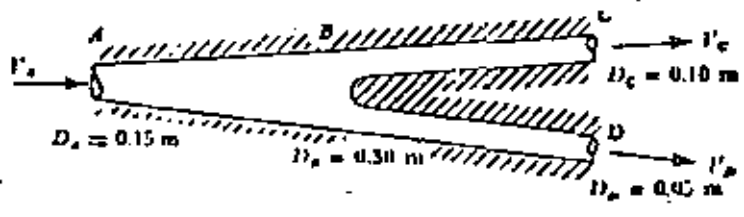


Fig. 1.24



a la de  $dA$ .

En un intervalo  $dt$ , el volumen de fluido que atraviesa el elemento de superficie  $dA$  queda determinado por el producto escalar de los vectores : el diferencial de arco  $ds$  sobre la línea de corriente que pasa por  $P$  y el vector diferencial de superficie  $dA$ .

Entonces ,considerando que  $ds = v dt$ , el volumen de fluido que pasa a través del elemento  $dA$  vale :

$$dv = ds \cdot dA = v \cdot dA dt$$

El flujo de volumen a través de toda la superficie  $S$  queda definido por la ecuación.

$$Q = \frac{dv}{dt} = \iint_A v \cdot dA$$

cuyas dimensiones son  $[L^3 T^{-1}]$  . Este flujo de volumen se conoce como gasto o caudal.

Si en un flujo la superficie  $S$  se escoge de modo que las líneas de corriente sean normales a ella en cada punto, el gasto se puede calcular de la manera siguiente :

$$Q = \iint_A v dA$$

Se llama velocidad media, a través de la superficie  $S$  de área  $A$ , al promedio - calculado así

$$V = \frac{\iint_A v \cdot dA}{A} = \frac{Q}{A}$$

y equivale a suponer que la velocidad se distribuye uniformemente sobre toda la superficie, con un valor constante  $V$  y en dirección perpendicular a la misma.

### 1.6 Principios básicos en el análisis hidrodinámico

En la mecánica de fluidos los métodos de análisis consideran la capacidad de un flujo para transportar materia y el mecanismo por el que cambia sus propiedades de un lugar a otro, para lo cual se establece como axioma que en los fluidos se satisfagan los principios básicos de la mecánica del medio continuo, a saber :

- a) Conservación de la materia ( principios de continuidad ).
- b) Segunda ley de Newton ( impulso y cantidad de movimiento )
- c) Conservación de la energía ( primera ley de la termodinámica ).
- d) Segunda ley de la termodinámica.

El principio de la conservación de la materia o del transporte de masa permite derivar la primera ecuación fundamental o de continuidad, que admite diferentes simplificaciones de acuerdo con el tipo de flujo de que se trate o de las hipótesis que se deseen considerar.

La segunda ley de Newton establece la relación fundamental entre la resultante de las fuerzas que actúan sobre una partícula y la variación en el tiempo de la cantidad de movimiento. De acuerdo con la forma en que se aplique, puede conducir a dos ecuaciones : la primera ( componente escalar según el flujo ) llamada de la energía, permite calcular las diferentes transformaciones de la energía mecánica dentro del flujo y las cantidades disipadas en energía calorífica que, en el

caso de los líquidos, no se aprovecha. La segunda, de tipo vectorial llamada del impulso y cantidad de movimiento, permite determinar alguna de las fuerzas que producen el flujo si se conoce el cambio en la cantidad de movimiento y las restantes fuerzas.

### 1.7 Ecuación de continuidad para una vena líquida

La vena líquida mostrada en la Fig 1.2.3 está limitada por la superficie 3 ( que generalmente coincide con una frontera sólida, o por ésta y una superficie libre ) y por las secciones transversales 1 y 2, normales al eje que une los centros de gravedad de todas las secciones. Las velocidades en cada punto de una misma sección transversal poseen un valor medio  $V$ , que se considera representativo de toda la sección y de dirección tangencial al eje de la vena.

Se considera el volumen elemental de líquido limitado lateralmente por la superficie que envuelve a la vena líquida, así como por dos secciones transversales normales al eje de la vena, separadas la distancia  $ds$ , donde  $s$  representa la coordenada curvilínea siguiendo el eje de la vena.

La cantidad neta de masa que atraviesa la superficie de frontera, del volumen elemental es estudio es :

$$\rho V A + \frac{\partial(\rho V A)}{\partial s} ds -$$

$$- \rho V A = \frac{\partial(\rho V A)}{\partial s} ds$$

y la rapidez con que varía la masa dentro del mismo, es  $\partial(\rho A ds)/\partial t$ . Por tanto, el principio de conservación de la masa establece que

$$\frac{\partial(\rho V A)}{\partial s} ds + \frac{\partial}{\partial t} (\rho A ds) = 0 \quad (4.4)$$

Sin cometer prácticamente error se puede aceptar, en la mayoría de los problemas que la longitud  $ds$  del elemento de volumen considerado, no depende del tiempo. Es te puede salir de la derivada del segundo término de la ecuación anterior y simplificarse con el que aparece en el primero, de lo cual resulta :

$$\frac{\partial(\rho V A)}{\partial s} + \frac{\partial(\rho A)}{\partial t} = 0$$

y desarrollando las derivadas parciales

$$\frac{\partial V}{\partial s} + \frac{1}{A} + \frac{dA}{dt} + \frac{1}{\rho} \frac{d\rho}{dt} = 0$$

que es la ecuación de continuidad para una vena líquida donde se produce un flujo no permanente y compresible. Un ejemplo clásico de su aplicación lo constituye el problema de golpe de ariete. En problemas de flujo no permanente a superficie libre (tránsito de ondas de avenida en canales y de mareas en estuarios), donde se considera que el líquido es incompresible, desaparece el último término de la ecuación.

Si el escurrimiento es permanente las derivadas con respecto a  $t$  que aparecen en la ecuación se eliminan y esta ecuación resulta :

$$\frac{\partial(\rho V a)}{\partial s} = 0$$

o bien

$$\rho V A = \text{constante}$$

Si, además, el fluido es incomprensible :

$$V A = \text{constante}$$

Esto significa que es constante el gasto que circula por cada sección de la vena líquida en un flujo permanente; o bien, que para dos secciones transversales 1 y 2 de la misma, se cumple lo siguiente :

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2$$

**Problema 1.10** En la fig. 1.24 se muestra la bifurcación de un tubo circular que tiene los diámetros indicados. El agua que escurre dentro del tubo, entra en A y sale en C y D. Si la velocidad media en B es de 0.60 m/seg, y en C es de 2.70 m/seg, calcular las velocidades medias en A y D; el gasto total; y el gasto en cada rama de la tubería.

**Solución**

La ecuación de continuidad ( 4.8 ) aplicada a la vena líquida considerada en la fig 1.24 conduce que :

$$V_A \frac{\pi D_A^2}{4} = V_B \frac{\pi D_B^2}{4}$$

de donde

$$V_A = 0.60 \left( \frac{0.30}{0.15} \right)^2 = 2.40 \text{ m/seg}$$

En forma análoga :

$$V_B \frac{\pi D_B^2}{4} = V_C \frac{\pi D_C^2}{4} + V_D \frac{\pi D_D^2}{4}$$

$$V_D = 0.60 \left( \frac{0.30}{0.05} \right)^2 - 2.7 \left( \frac{0.10}{0.05} \right)^2$$

$$= 21.6 - 10.8 = 10.8 \text{ m/seg}$$

El gasto total es

$$Q = V_A \frac{\pi D^2 A}{4} = V_C \frac{\pi D^2 C}{4} + V_D \frac{\pi D^2 D}{4}$$

$$Q = 2.4 \times 0.785 \times 0.0225 = 0.042 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El gasto por el tubo C es entonces :

$$Q_C = V_C \frac{\pi D^2 C}{4} = 2.70 \times 0.785 \times$$

$$\times 0.01 = 0.021 \text{ m}^3/\text{seg}$$

y el gasto por el tubo D, el siguiente :

$$Q_D = V_D \frac{\pi D^2 D}{4} = 10.8 \times 0.785 \times$$

$$\times 0.0025 = 0.021 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Esto es, el gasto total vale

$$Q = Q_C + Q_D = 0.021 + 0.021 =$$

$$= 0.042 \text{ m}^3/\text{seg}$$

que comprueba el resultado anterior.

### 1.8 Ecuación de la energía para una vena líquida

El considerar que los valores de  $z$ ,  $\rho$ ,  $P$ ,  $h_f$  y  $v$ , sobre una línea de corriente ideal que coincidiera con el eje de una vena líquida, fueran representativos de cada sección, no implicaría un error apreciable y sería igualmente válida para la vena lí-

quida de la fig 1.25. Esta consideración es suficientemente precisa por lo que respecta a los términos que contienen las cuatro primeras magnitudes, pero será menos exacta en lo que se refiere a los que contienen a  $v$ . Puesto que en la ecuación, el término  $v^2/2g$  representa la energía cinética que posee la unidad de peso la que corresponde al peso del líquido que atraviesa el área  $dA$  en la unidad de tiempo - será  $\gamma v dA v^2/2g$ . En la misma forma, la energía cinética que posee todo el peso del líquido que fluye a través de una sección de la vena líquida, en la unidad de tiempo, es  $\gamma V A v^2/2g$ , donde  $\alpha$  corrige el error de considerar el valor medio de la velocidad. Se debe entonces satisfacer lo siguiente :

$$\alpha \frac{V^2}{2g} \gamma V A = \iint_A \frac{v^2}{2g} \gamma v dA.$$

Puesto que  $\gamma$  representa el valor medio del peso específico en toda la sección; resulta que

$$\alpha = \frac{1}{A} \iint_A \left( \frac{v}{V} \right)^3 dA$$

Por un razonamiento análogo con el último término de la ec. ( 4.12 ), se tiene

$$\beta \gamma \rho V A = \iint_A \gamma \rho v dA$$

$$\beta = \frac{1}{A} \iint_A \left( \frac{v}{V} \right)^2 dA$$

Los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  se conocen como coeficiente de Coriolis y de Boussinesq, respectivamente. Con estas correcciones se tiene :

$$\frac{\partial}{\partial s} \left( \frac{z}{\gamma} + p + \alpha \frac{V^2}{2g} + h_r \right) =$$

$$= - \frac{1}{g} \frac{\partial BV}{\partial t}$$

que es la ecuación diferencial de la energía para una vena líquida, llamada también ecuación dinámica. Si esta ecuación se integra entre dos secciones, 1 y 2 de la vena líquida, se obtiene:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} +$$

$$+ \sum_1^2 h_r + \frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial(BV)}{\partial t} ds$$

es decir, la ecuación general de la energía para una vena líquida, donde  $\sum_1^2 h_r$  representa la disipación de energía interna del flujo, entre las secciones 1 y 2, que además, incluye la constante de integración  $C(t)$ .

Con el objeto de entender mejor las diferentes aplicaciones de la ecuación, es adecuado hacer un interpretación física de los diferentes términos que intervienen en ella. El análisis de cada uno de sus términos muestra que corresponden a los de una longitud o carga. El término  $z$ , medido desde un plano horizontal de referencia se llama carga de posición;  $p/\gamma$  es la carga de presión;  $\alpha V^2/2g$  la carga de velocidad;  $\sum_1^2 h_r$  la pérdida de carga y  $\frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial(BV)}{\partial t} ds$  es la carga correspondiente al cambio local de la velocidad.

- a) Si el flujo es permanente,  $\frac{\partial(BV)}{\partial t} = 0$  y la ecuación se reduce a la expresión:



$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \frac{2}{1} h_r$$

- b) Si, además, no hay pérdida de energía,  $\frac{2}{1} h_r = 0$  y los coeficientes  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ , la ecuación anterior adopta la forma llamada ecuación de Bernoulli para una vena líquida, - esto es :

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g}$$

Una interpretación física de cada uno de los términos de la ecuación para una conducción forzada con escurrimiento no permanente, se muestra en la fig 1.25, la cual tendría validez para un instante determinado. Con este esquema se pueden hacer las siguientes definiciones.

1. La línea de energía une los puntos que indican en cada sección la energía de la corriente
2. La línea de cargas piezométricas o gradiente de cargas de presión, une los puntos que marcan en cada sección la suma de las cargas  $z + \frac{p}{\gamma}$  por arriba del plano de referencia.

De acuerdo con estas definiciones la línea de cargas piezométricas está separada de la línea de energía, una distancia vertical  $\alpha \frac{V^2}{2g} + \frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial BV}{\partial t} ds$ , corres

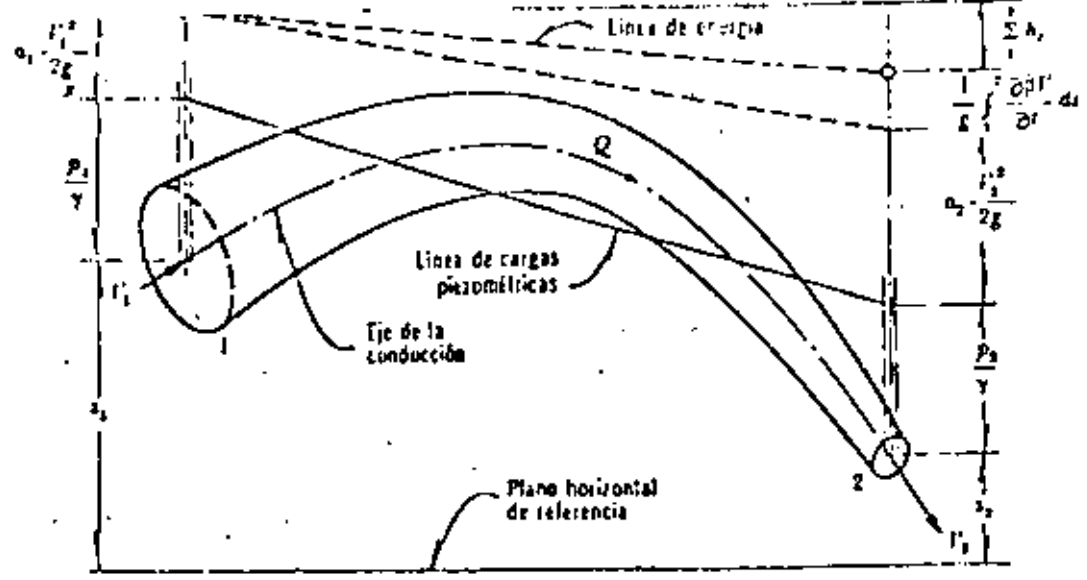


Fig. 1.25

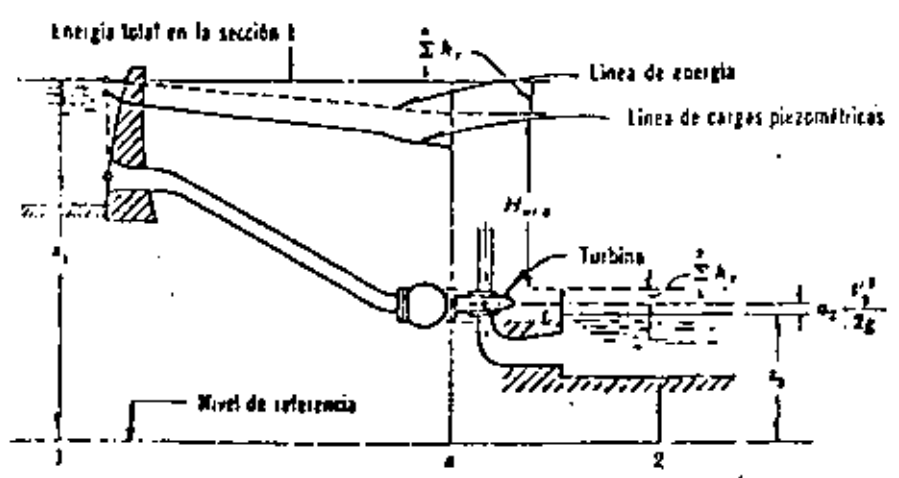


Fig. 1.26

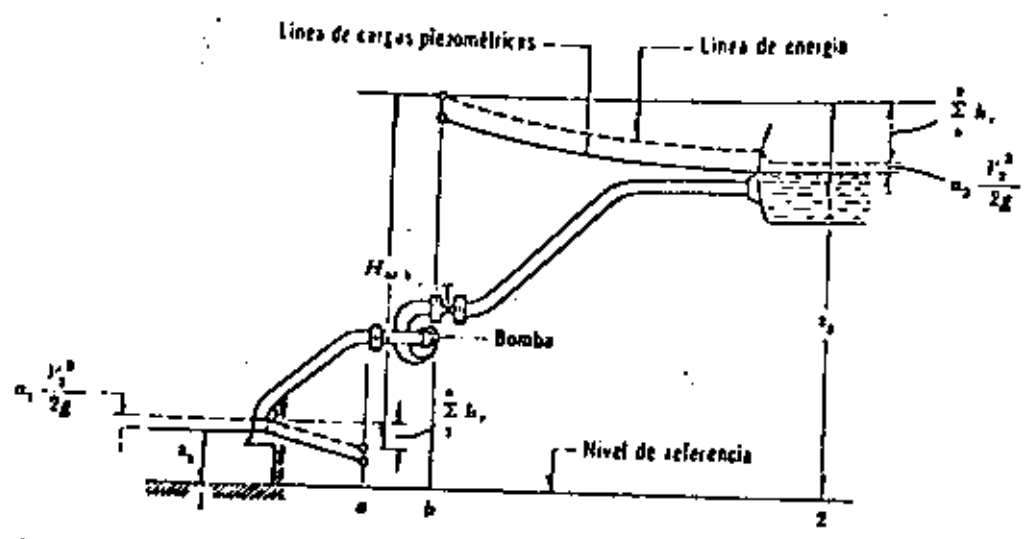


Fig. 1.27

pendiente a cada sección. Al mismo tiempo se pueden hacer las siguientes generalizaciones.

1. La línea de energía no puede ser horizontal o con inclinación ascendente en la dirección del escurrimiento, si el líquido es real y no adquiere energía adicional desde el exterior. La diferencia de nivel de la línea de energía en dos puntos distintos representa la pérdida de carga o disipación de energía por unidad de peso del líquido fluyente.
2. La línea de energía y la de cargas piezométricas coinciden y quedan al nivel de la superficie libre para un volumen de líquido en reposo (por ejemplo, un depósito o un embalse).
3. En el caso de que la línea de cargas piezométricas quede en algún tramo por debajo del eje de la vena líquida, las presiones locales en ese tramo son menores que la presión cero de referencia que se utiliza (comúnmente la presión atmosférica).

En la fig 1.26 se muestra la disposición de las líneas de energía, y de cargas piezométricas, de una instalación hidroeléctrica donde el flujo es permanente; la turbina aprovecha la energía disponible  $H_{a,b}$ . En la fig 1.27 se muestra el mismo esquema, pero en este caso se trata de una instalación de bombeo. Para los dos casos la ecuación se escribe como sigue :

$$z_1 = z_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \frac{a}{1} hr + \frac{2}{b} hr + H_{a,b}$$

En la instalación hidroeléctrica la turbina queda generalmente muy próxima a la sección 2 y el término  $\frac{2}{b} hr$  es despreciable .

Por lo que respecta al término  $H_{a,b}$  éste se ha empleado en la ecuación anterior como una energía cedida o añadida al flujo y tiene las dimensiones de una longitud.

En el caso de una conducción a superficie libre en escurrimiento continuo ( fig 1.28) con líneas de corriente de curvatura despreciable y paralelas, es más adecuado medir la carga de posición desde el plano de referencia hasta el punto más bajo de la sección del canal. La carga de presión coincide con el tirante y de la sección es decir, con el desnivel entre la superficie libre y la plantilla, siempre que sea pequeño el ángulo  $\theta$  de inclinación de la plantilla. Esto equivale a considerar que la distribución de presiones es hidrostática y que no existen componentes de la aceleración normales a la dirección del flujo.

Finalmente, la carga de velocidad se mide desde el nivel de la superficie libre del agua hasta la línea de energía. En el caso de que sean los ángulos  $\theta < 10^\circ$ , la carga de presión es distinta y se evalúa como  $\frac{P}{\rho} = d \cos \theta$ , en que  $d$  es el tirante medido en dirección perpendicular a la plantilla del canal; o bien, siendo  $y$   $\cos \theta = d$ ,  $\frac{P}{\rho} = y \cos^2 \theta$ , donde  $y$  es el tirante medido verticalmente. De este modo

la suma de las cargas de posición, presión y velocidad es

$$H = z + d \cos \theta + \frac{v^2}{2g}$$

o bien

$$H = z + y \cos^2 \theta + \frac{v^2}{2g}$$

donde  $V$  representa la velocidad media en la sección perpendicular a la plantilla correspondiente al tirante  $d$ .

La pérdida de energía que se produce al escurrir un líquido real puede deberse no sólo al efecto de fricción entre las partículas del líquido y las fronteras que confinan a la vena líquida, sino también al efecto de separación o turbulencias inducidas en el movimiento al presentarse.

### 1.9 Ecuación de la cantidad de movimiento

La ecuación de la cantidad de movimiento en un cuerpo libre o volumen de control se deriva de la segunda ley de Newton. Se conoce como la cantidad de movimiento de un elemento de masa  $M$  al producto de ésta por su velocidad. Por tanto, la segunda ley de Newton establece lo que sigue.

La suma vectorial de todas las fuerzas  $F$  que actúan sobre un masa de fluido es igual a la rapidez del cambio del vector lineal cantidad de movimiento de la masa de fluido, es decir :

$$F = \frac{d(Mv)}{dt}$$

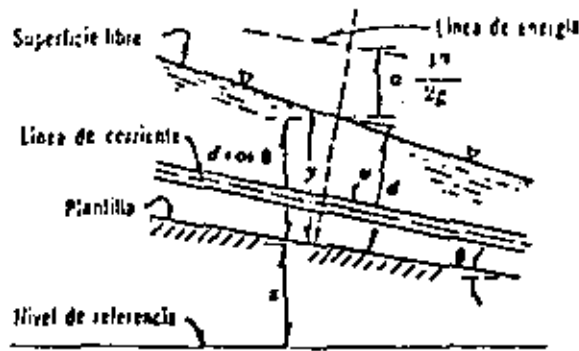


Fig. 1.28

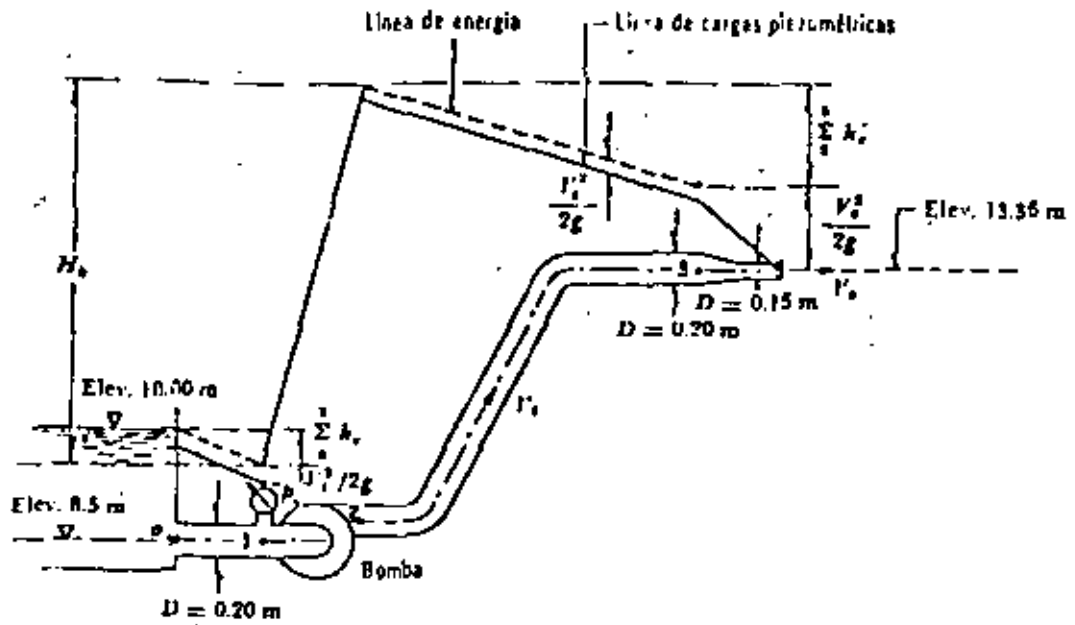


Fig. 1.29

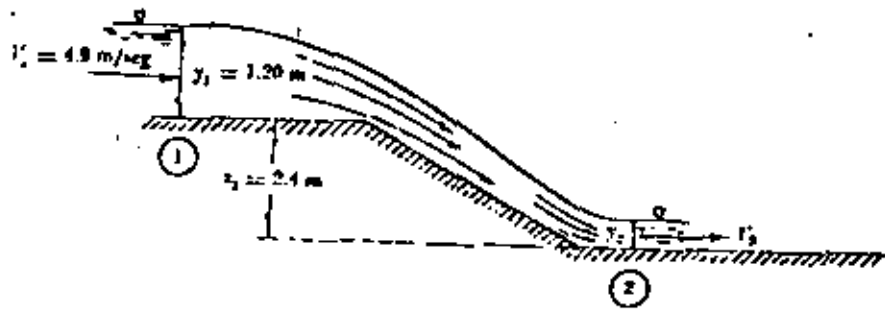
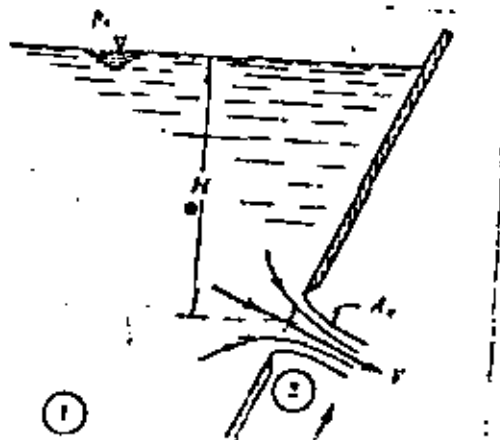


Fig. 1.30

Fig. 1.31



43a

Las fuerzas externas son de dos tipos :

- a) Fuerza de superficie que actúan sobre la masa de fluido y, su vez, pueden ser :

Fuerza  $F_p$ , normales a la frontera de la masa, que se pueden evaluar en términos de las intensidades de presión sobre la misma. Conviene aquí observar que la presión comprende, además de la presión estática, la dinámica ejercida por el flujo.

Fuerza  $F_r$ , tangencial a las fronteras de la masa, que se pueden medir en términos del esfuerzo tangencial sobre la misma.

- b) Fuerzas de cuerpo  $F_c$ , generalmente las de peso propio. La cantidad de movimiento estudiada por  $\rho QBV$ , entonces la ecuación de la cantidad de movimiento queda :

$$F_p + F_r + F_c = \rho \sum (QB V)$$

ecuación vectorial que obviamente se puede escribir a través de sus componentes, a saber :

$$F_{pz} + F_{rx} + F_{cx} = \rho \sum (QB V_x)$$

$$F_{py} + F_{ry} + F_{cy} = \rho \sum (QB V_y)$$

$$F_{pz} + F_{rz} + F_{cz} = \rho \sum (QB V_z)$$

Solución.

Observese en la tabla que iguales incrementos de la relación  $(r_1/R)^2$ , significan iguales incrementos de áreas -

$A_i$ ; así, es posible la aplicación de las Ecs. (4.40), (4.41) y (4.42).

Con  $n = 10$  la velocidad media es

$$V = \frac{15.315}{10} = 1.53/\text{seg}$$

Los coeficientes  $a$  y  $\beta$ , como sigue :

$$a = \frac{36.374}{10 \times 1.53^3} = 1.015$$

$$\beta = \frac{23.556}{10 \times 1.53^2} = 1.006$$

De acuerdo con la ec (4.36),  $\beta$  sería :

$$\beta = 1 + \frac{1.015 - 1}{3} = 1.005$$

que es prácticamente el mismo valor antes obtenido.

Si el área del tubo es :

$$A = 0.7854 \times 0.46^2 = 0.1662 \text{ m}^2$$

El gasto en la tubería será :

$$Q = V A = 1.53 \times 0.1662 = 0.254 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Problema 1.11 Una bomba se utiliza para abastecer un chiflón que descarga directamente a las condiciones atmosféricas el agua tomada desde un depósito ( como se muestra en la fig 1.29 ); la bomba tiene una eficiencia  $\eta = 85 \%$  y una po-



tencia de 5 HP cuando descarga un gasto de 57 lt/seg. Bajo estas condiciones la presión manométrica leída en el punto 1 es  $p_1 = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ . Determinar la línea de energía y la línea de cargas piezométricas, así como también indicar los valores numéricos de las elevaciones de las dos líneas, en lugares apropiados, tomando el valor de  $\alpha = 1$ .

Solución. La velocidad media en la tubería y en el chiflón y las correspondientes cargas de velocidad son:

$$V_t = \frac{Q}{A} = \frac{0.057}{0.785 \times 0.04} = 1.814 \text{ m/seg,}$$

$$\frac{V_t^2}{2g} = \frac{(1.814)^2}{19.6} = 0.168 \text{ m}$$

$$V_c = \frac{0.057}{0.785 \times 0.0225} = 3.226 \text{ m/seg;}$$

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{(3.226)^2}{19.6} = 0.531 \text{ m}$$

Si la lectura de la presión manométrica en el punto 1 es  $p_1 = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ , la carga de presión en ese punto (inmediatamente antes de la bomba) es:

$$\frac{p_1}{\gamma} = \frac{0.05 \times 10^4}{1000} = 0.5 \text{ m}$$

La bomba incrementa la energía del líquido en la cantidad siguiente:

$$H_b = \frac{\eta P \times 76}{\gamma Q} = \frac{0.85 \times 5 \times 76}{1\,000 \times 0.057} = 5.667 \text{ m.}$$

La elevación de la línea de energía ( $E_t$ ) y de cargas piezométricas ( $E_p$ ) en diferentes puntos del conducto es :

$$\begin{aligned} \text{Punto 0, } E_t &= 10 \text{ m;} \\ E_p &= 10 - 0.168 = 9.832 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Punto 1, } E_t &= 8.6 + 0.5 + 0.168 = 9.168 \text{ m;} \\ E_p &= 9.168 - 0.168 = 9 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Punto 2, } E_t &= 9.168 + 5.667 = 14.835 \text{ m;} \\ E_p &= 14.835 - 0.168 = 14.667 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Punto 3, } E_t &= 13.36 + \frac{Vc^2}{2g} = 13.891 \text{ m;} \\ E_p &= 13.891 - 0.168 = 13.723 \text{ m.} \end{aligned}$$

Las pérdidas de energía en cada tramo son :

$$\text{de 0 a 1, } \sum_0^1 h_r = 10 - 9.168 = 0.832 \text{ m;}$$

$$\text{de 2 a 3, } \sum_2^3 h_r = 14.835 - 13.891 = 0.944 \text{ m.}$$

Las líneas de energía y de cargas piezométricas se indican en la fig 1.29

**Problema 1.12** El agua fluye en un canal rectangular de 3 m de ancho como se muestra en la fig 1.30. Sin considerar la pérdida de energía, calcular el tirante en la sección 2.

Solución

El área hidráulica, la carga <sup>d<sub>g</sub></sup> velocidad y el gasto en la sección

1 son:

$$A_1 = 3 \times 1.20 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{4.9^2}{19.6} = 1.23 \text{ m}$$

$$Q = 4.9 \times 3.6 = 17.64 \text{ m}^3/\text{seg}$$

De la ecuación de Bernoulli resulta que

$$Z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$2.4 + 1.20 + 1.23 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

o bien

$$y_2 + \frac{Q^2}{2g(3)^2 y_2^2} = 4.83 \text{ m}$$

Con los datos y, ordenados los términos, se obtiene la ecuación

$$y_2^2 - 4.83y_2^2 + 1.764 = 0$$

la cual, por la regla de signos de Descartes, posee dos raíces reales; es decir, son los tirantes representados por :

$$y_2 = 0.65 \text{ m}$$

$$y_2 = 4.75 \text{ m}$$

que satisfacen la ecuación. Sin embargo, el valor correcto debe ser  $y_2 = 0.65 \text{ m}$ , pues éste es menor que  $y_1$ , lo cual ocurre al acelerarse el líquido cuando pasa de la sección 1 a la 2.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

ANALISIS DE TUBERIAS

M. EN I. FRANCISCO JAVIER ECHAVARRÍA ALFARO

SEPTIEMBRE, 1983

## 2. ANALISIS DE TUBERIAS

### 2.1 Aspectos generales

En la aplicación de los métodos de análisis para orificios, compuertas y vertederos, no ha sido necesario el cálculo de las pérdidas de energía por fricción, debido a que se trata de problemas locales de flujo donde las pérdidas que se han evaluado se deben más bien a efectos de aceleraciones súbitas del flujo o a separaciones del mismo. Sin embargo, en estructuras largas, la pérdida por fricción es muy importante, por lo que ha sido objeto de investigaciones teóricoexperimentales para llegar a soluciones satisfactorias de fácil aplicación.

Para estudiar el problema de la resistencia al flujo resulta necesario volver a la

distintos, definió inicialmente los flujos y consideró las grandes diferencias de su comportamiento entre los flujos laminares y turbulentos.

Osborne Reynolds ( 1883 ) en base a sus experimentos fue el primero que propuso el criterio para distinguir ambos tipos de flujo mediante el número que lleva su nombre, el cual permite evaluar la preponderancia de las fuerzas viscosas sobre las de inercia.

En el caso de un conducto cilíndrico a presión, el número de Reynolds se define así :

$$R_e = \frac{VD}{\nu}$$

donde

- V es la variación media,
- D el diámetro del conducto y
- $\nu$  la viscosidad cinemática del fluido.

Reynolds encontró que en un tubo el flujo laminar se vuelve inestable cuando  $R_e$  alcanza un valor crítico, para tomarse después en turbulento. De acuerdo con diferentes investigadores el número crítico de Reynolds adquiere valores muy distintos que van desde 2 000 ( determinado por el mismo Reynolds ) hasta 40 000 ( calculado por Lickman ). De ello se deduce que dicho valor depende en mucho de los disturbios iniciales y define además un cierto límite, abajo del cual éstos se amortiguan, estabilizando el flujo laminar.

Es interesante observar que, tanto el flujo laminar como el turbulento, resultan propiamente de la viscosidad del fluido por lo que, en ausencia de la misma, no habría distinción entre ambos. Es más, aun en flujo turbulento el esfuerzo tangencial o de fricción, producido por el intercambio en la cantidad de movimiento entre partículas que fluctúan lateralmente, en cierto modo es resultado de los efectos viscosos.

Cuando la superficie de la pared de un conducto se amplifica, observamos que está formada por irregularidades o asperezas de diferentes alturas y con distribución irregular o aleatoria. Dicha característica es difícil de definir científicamente pues depende de factores como la altura media de las irregularidades de la superficie, la variación de la altura efectiva respecto de la altura media, la forma y distribución geométrica, la distancia entre dos irregularidades vecinas, etcétera.

Puesto que prácticamente es imposible tomar en consideración todos esos factores, se admite que la rugosidad puede expresarse por la altura media  $\epsilon$  de las asperezas (rugosidad absoluta), como un promedio obtenido del resultado de un cálculo con las características del flujo, mas no propiamente por el obtenido como la media de las alturas determinadas físicamente de la pared, en cada conducción. Es más importante la relación que la rugosidad absoluta guarda con el diámetro del tubo, esto es, la relación  $\epsilon/D$ , que se conoce como rugosidad relativa.

Existen tubos, como los de asbesto-cemento, cuya rugosidad es de forma ondulada y que se comportan hidráulicamente como si fueran tubos lisos (vidrio o plástico).

Tres conceptos geométricos de la sección de una conducción hidráulica, muy importantes en el cálculo de las pérdidas de fricción, son los siguientes:

Área hidráulica  $A$ , es decir, el área de la sección transversal ocupada por el líquido dentro del conducto.

Perímetro mojado  $P$ , que es el perímetro de la sección transversal del conducto en el que hay contacto del líquido con la pared (no incluye la superficie libre si ésta existe).

Radio hidráulico  $R_h$ , o sea la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado de la sección ( $R_h = A/P$ )

### 2.2 Determinación de la pérdida de energía por fricción

Para un flujo permanente, en un tubo de diámetro constante, la línea de cargas piezométricas es paralela a la línea de energía e inclinada en la dirección del movimiento. En 1850, Darcy, Weisbach y otros, dedujeron experimentalmente una fórmula para calcular en un tubo la pérdida por fricción:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

donde

$f$  factor de fricción, sin dimensiones;



- $g$       aceleración de la gravedad, en  $m/seg^2$ ;  
 $h_f$       pérdida por fricción, en  $m$ ;  
 $D$       diámetro, en  $m$ ;  
 $L$       longitud del tubo, en  $m$ ;  
 $V$       velocidad media, en  $m/seg$ .

El factor de fricción es función de la rugosidad y del número de Reynolds  $R_e$  en el tubo, esto es :

$$f = f(\epsilon, R_e)$$

Si  $S_f$  representa la relación entre la pérdida de energía y la longitud del tubo en que ésta ocurre (pendiente de fricción), la ecuación anterior también es

$$S_f = \frac{h_f}{L} = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g}$$

La rugosidad de los tubos comerciales no es homogénea, razón por la cual es difícil de definir científicamente. Sin embargo, se puede caracterizar por un valor medio que, desde el punto de vista de pérdida, es equivalente a una rugosidad uniformemente distribuida. Conviene aclarar que en dicho valor intervienen, además, otros factores como la frecuencia y alineamiento de las juntas en los conductos de concreto y asbesto-cemento, o bien el tipo de costura o de remachado en los tubos de acero y, finalmente, al efecto de incrustaciones y acumulamientos en los conductos, principalmente metálicos, por la acción corrosiva del agua.

Con el fin de comprobar los resultados en tuberías comerciales, diferentes investigadores hicieron estudios posteriores a los de Nikuradse y aceptaron el concepto - de rugosidad media - usado por éste, la cual determinaron por un proceso inverso. Es decir, una vez que obtuvieron experimentalmente la pérdida de fricción en una tubería de características hidráulicas y geométricas conocidas, determinaron el coeficiente  $f$  de la fórmula de Darcy-Weisbach.

Colebrook y White comprobaron los mismos resultados de Nikuradse, para las zonas laminar y turbulenta en tubos de rugosidad comercial.

Con base en estos resultados Moody preparó el diagrama universal, que lleva su nombre, para determinar el coeficiente de fricción  $f$  en tuberías de rugosidad comercial que transportan cualquier líquido ( Fig 2.1 )

Antes de que se conocieran las fórmulas de tipo logarítmico, las únicas disponibles para el diseño eran las de tipo exponencial, puramente empíricas, cuyo mérito estriba en su sencillez. Sin embargo, fueron y siguen siendo usadas.

Para tubos que transportan agua, dichas ecuaciones toman la expresión general:

$$V = a D^x S_f^y$$

o bien, con  $S_f = h_f/L$  (pendiente de fricción) :

$$h_f = \left( \frac{V}{a D^x} \right)^{1/y} \quad L = \left[ \frac{4 Q}{a D^{(x+2)}} \right]^{1/y} L$$

Donde el coeficiente  $a$  y los exponentes  $x$ ,  $y$  son empíricos. La expresión no es

2.6.α

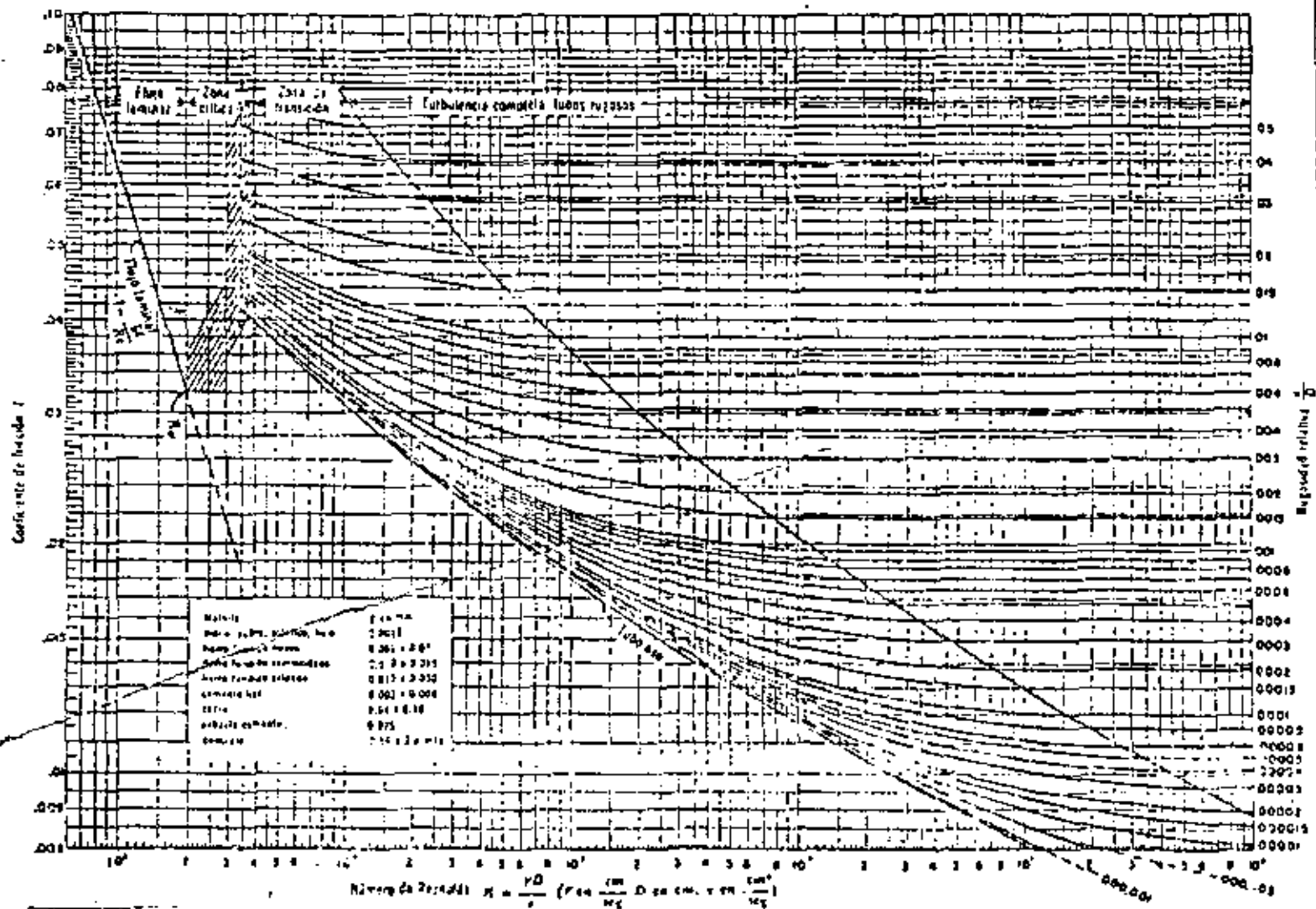


Fig. 2.1 Coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo; diagrama universal de Moody.

adimensional, por lo que se debe tener cuidado en la conversión de unidades.

Es conveniente investigar la relación entre el factor de fricción  $f$  y los términos anteriores. Para ello, si se iguala la ecuación de Darcy-Weisbach con la ecuación anterior y se despeja  $f$  resulta :

$$f = 2g \frac{D^{(1-x/y)}}{a^{1/y} \sqrt{(2-1/y)}}$$

Dado que  $a$  normalmente varía con la rugosidad y la viscosidad, tiene por ello las mismas características que  $f$ .

En las tablas 2.1 y 2.2 se presenta un resumen de las principales fórmulas experimentales para el cálculo de la pérdida por fricción en tuberías.

### 2.3 Pérdidas locales

Las tuberías de conducción que se utilizan en la práctica están compuestas, generalmente, por tramos rectos y curvos para ajustarse a los accidentes topográficos del terreno, así como a los cambios que se presentan en la geometría de la sección y de los distintos dispositivos para el control de 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 del sitio donde se produjo la pérdida; la fórmula general de pérdida local es :

$$h = K \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Tabla 2.1. 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	$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^3}{2g}$	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, pl' tico, vidrio y asbesto-cemento para $R_e > 10^4$ .
	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 (Ref. 3)	$f = \frac{12}{(7.78 \log R_e - 5.95)^2}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para tubos de asbesto-cemento y para $R_e > 4000$ .
	Richter (Ref. 43)	$f = 0.01113 + 0.917/R_e^{0.41}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach y vale para tubos de hule y para $R_e > 4000$ .
	Ludin (Ref. 42)	$V = 140 R_e^{0.418} S_f^{1/2}$	Equivale a usar la Ec. (8.5b) con $a = 57.37$ , $x = 0.645$ , $y = 4.0$ . Vale para tubos de asbesto-cemento. En esta fórmula $R_e$ es el radio hidráulico del tubo.

Tabla 2.1 (Continuación)

Tubos rugosos en la zona de transición o turbulenta.	Colebrook-White	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{R_s \sqrt{f}} \right)$	Es la Ec. (8.7) y vale para tubos lisos o rugosos en la zona de transición o turbulenta y con $R_s > 4000$ . Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach.
	Hazen-Williams (Ref. 44)	$V = 0.355 C_H D^{0.54} S_p^{0.54}$	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	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3.71 D}{\epsilon}$	Es la Ec. (8.6b) y se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach.
	Kozeny (Ref. 9)	$f = \frac{2g}{(8.86 \log D + N)^2}$	Se aplica a la fórmula de Darcy-Weisbach. $N$ depende del material en la tubería según la tabla 8.4.
	Chezy	$V = C \sqrt{R_s S_p}$	Es la fórmula general para este tipo de tubos y se obtiene de la fórmula de Darcy-Weisbach haciendo $D = 4 R_s$ . 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 (Ref. 31)	$C = \frac{87}{1 + \Delta/\sqrt{R_s}}$	Se aplica a la fórmula de Chezy, donde $\Delta$ depende del material de que está construido el tubo de acuerdo con la tabla 8.4.
	Kutter (Ref. 45)	$C = \frac{100 \sqrt{R_s}}{m + \sqrt{R_s}}$	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 (Ref. 47)	$V = \frac{1}{n} R_s^{2/3} S_p^{1/2}$	Resulta de la fórmula de Chezy al considerar que $C = R_s^{1/6}/n$ . 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.

2.2. b

2.11

Tabla 2. Valores de  $C_H$ ,  $\Delta$ ,  $m$ ,  $n$  y  $N$  aplicables a las fórmulas de la tabla 8.3 de acuerdo con el material de que está construido el tubo

2.2

Material	$C_H$	$\Delta$	$m$	$n$	$N$
Acero cortugado	60	—	—	—	—
Acero con juntas lock-bar (nuevo).	135	—	—	—	—
Acero galvanizado (nuevo y usado).	125	—	—	0.014	—
Acero remachado (nuevo).	110	—	—	0.015 a 0.016	31
Acero remachado (usado).	85	—	—	—	28 a 26
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (nuevo).	120	—	—	0.012 a 0.013	34
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (usado).	90	—	—	—	31 a 27
Acero sin costura (nuevo).	—	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.	—	—	—	—	25
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	—

2.2.C

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.

### 2.3.1 Pérdida por entrada

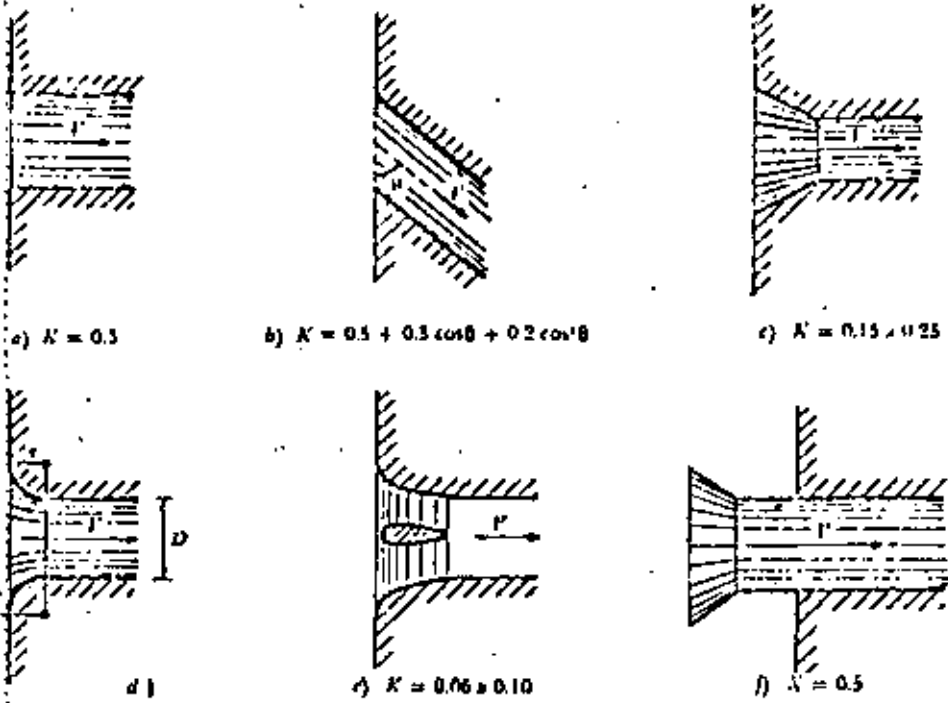
A la entrada de las tuberías se produce una pérdida por el efecto de contracción -  
que sufre la vena líquida y la formación de zonas de separación; el coeficiente K  
depende, principalmente, de la brusquedad con que se efectúa la contracción del  
chorro. En la fig 2.2 se muestran algunos valores.

donde H es la dimensión vertical del conducto, para definir la forma del perfil su  
perfor e inferior o la dimensión horizontal para la forma de las entradas laterales.

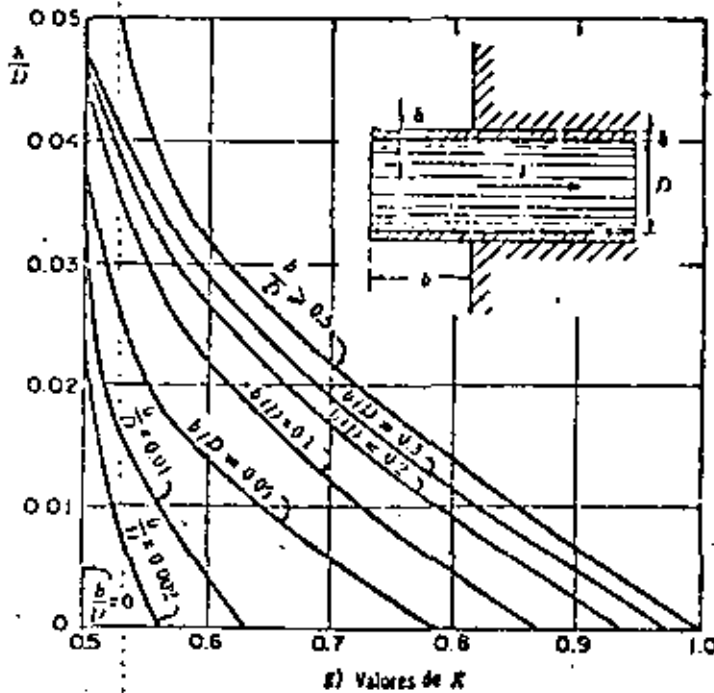
### 2.3.2 Pérdida por rejilla

Con objeto de impedir la entrada de cuerpos sólidos a las tuberías, suelen utilizar  
se estructuras de rejillas formadas por un sistema de barras o soleras verticales,  
regularmente espaciadas, que se apoyan sobre miembros estructurales; dichas re  
jillas obstaculizan el flujo y producen una pérdida de energía. Cuando están par-





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



h)  $K = 0.04$  a  $0.10$   
 para tubo circular;  $\theta$   
 de  $0.07$  a  $0.2$  para  
 tubo rectangular.



i) Coeficientes de pérdida por escotadura  
 $K = 0.05$  a  $0.10$ ,  
 si  $b/D \geq 1$  o  $b/H > 0.2$   
 y  $V > 2$  m/seg.  
 De lo contrario,  $K = 0$ .

Fig 22 | Coeficientes de pérdida —por entrada— para diferentes formas. 2-2

Forma:							
$C_1$ :	2.42	1.83	1.67	1.03	0.42	0.76	1.79

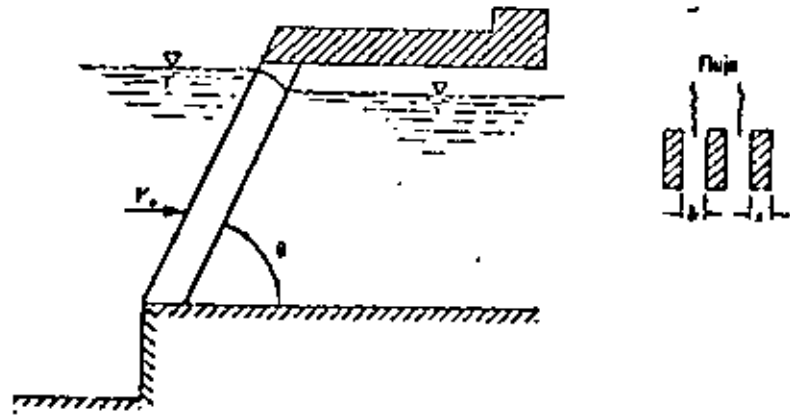


Fig 2.3 Coeficientes  $C_1$  aplicables a la fórmula de Kirschmer de acuerdo con la forma de las barras. 2-9

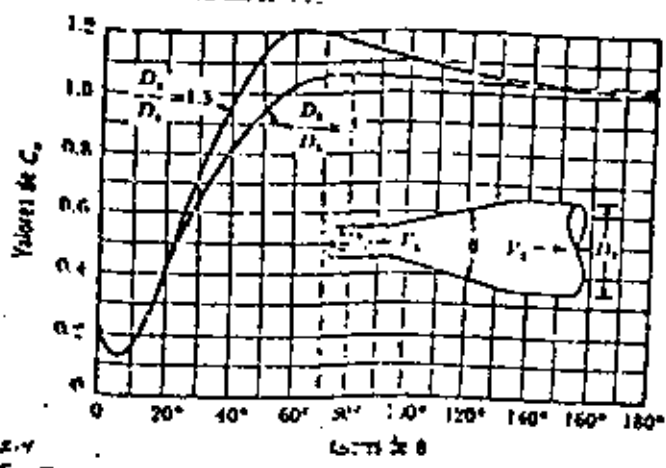


Fig 2.4 Coeficientes de pérdida para ampliaciones graduales.

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

en que

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

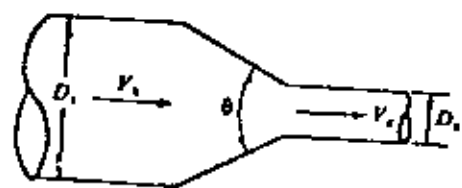


Fig 2.5 Reducción gradual. 2-5

cialmente sumergidas y sobresalen del nivel de la superficie del agua, el coeficiente  $K$  puede calcularse con la fórmula de Kirshmer que está de acuerdo con las experiencias de Fellenius y Spangler, además de ser válida para el flujo normal al plano de rejillas.

$$K = C_f (s/b)^{4/3} \operatorname{sen} \theta$$

donde  $C_f$  es un coeficiente que depende de la forma de la reja;  $V$ , en la ecuación de pérdida es la velocidad  $V_0$  frente a las rejas como si éstas no existieran.

En la fig 2.3 se indica el significado de cada término.

### 2.3.3 Pérdida por ampliación

Esta se origina al producirse un ampliación de la sección transversal del tubo. El coeficiente  $K$  depende de la brusquedad de la ampliación y para encontrarlo se usa la fórmula de Borda-Carnot.

$$K = C_a \left( \frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2$$

donde  $C_a$  depende del ángulo  $\theta$  del difusor, como se muestra en la fig 2.4, la cual incluye los resultados de Gibson. Para ampliaciones bruscas se usa la misma fórmula con  $C_a = 1$ .

### 2.3.4 Pérdida por reducción

En este caso se produce un fenómeno de contracción semejante al de entrada a la tubería, el cual también conviene que sea gradual;

Si bien en este caso la pérdida es inferior a la de la angulación, dependiendo de la brusquedad con se efectúa la contracción, el coeficiente de pérdida está supe-  
tado al ángulo  $\theta$  al cual se produzca.

Con objeto de evitar pérdidas grandes, el ángulo de reducción no debe exceder de un valor especificado ( fig 2.5 )

Dicho ángulo vale:

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

en que

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

y en este caso,  $K_p = 0.1$ .

Si la contracción es brusca se usan los coeficientes de Weisbach, mostrados en la fig 2.6, en la que aparece también la curva de Kisieliev, la cual pretende dar los valores medios de todos los autores que han estudiado el problema.

### 3. Pérdida por cambio de dirección

Si se visualiza el flujo en un cambio de dirección, se observa que los filetes tienden a conservar su movimiento rectilíneo en razón de su inercia. Esto modifica la distribución de velocidades y produce zonas de separación en el lado interior y aumentos de presión en el exterior, con un movimiento espiral que persiste en una distancia de 50 veces el diámetro. Si el cambio de dirección es gradual con una curva circular de radio medio  $R$  y rugosidad absoluta, para obtener el coeficiente

de pérdida  $K$  se usa la gráfica de Hoffman que, además, toma en cuenta la fricción en la curva, donde

$$K = C_c \frac{\theta^\alpha}{90^\alpha}$$

### 2.3.6 Pérdida por válvulas

Los coeficientes de pérdida por válvulas varían de acuerdo con el tipo y, para distintas posiciones, deben ser proporcionados por los fabricantes. A falta de estos datos, se pueden utilizar los valores medios que se indican en las tablas 2.3, 2.4, 2.5, 2.6 y figs 2.7 a 2.9.

### 2.4 Conducto sencillo

Es el más sencillo de los sistemas: Consiste de un conducto único alimentado en el extremo, aguas arriba, por un recipiente o una bomba y con descarga libre o a otro recipiente. El conducto puede tener cambios geométricos u obstrucciones que producen pérdidas locales de energía, además de la propia de fricción.

En la fig. 2.10 se muestra el comportamiento de las líneas de energía y gradiente hidráulico, para el tubo que conecta dos recipientes; ambas líneas interpretan el significado físico de los términos en la ecuación de la energía.

Para el análisis de conducto sencillo se utiliza la ecuación de continuidad y la de energía. La primera establece la invariabilidad del gasto en cualquier sección  $i$  del conducto; a saber :

$$Q = A_i V_i$$

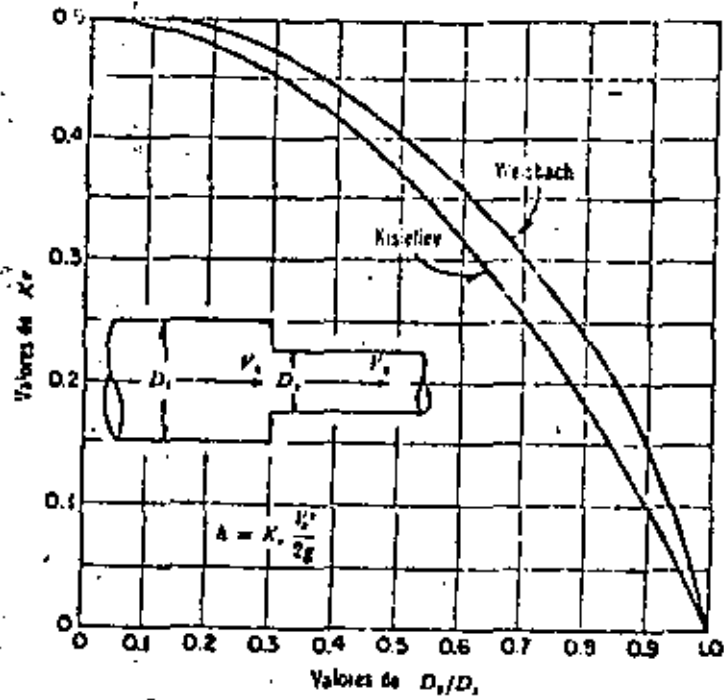


Fig 2. C Pérdida de energía en una contracción brusca. 2.7

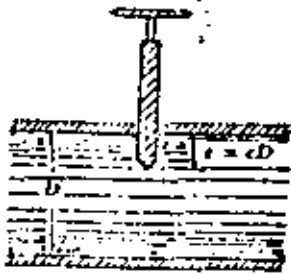


Fig 2. 7 Válvula de compuerta. 2.7

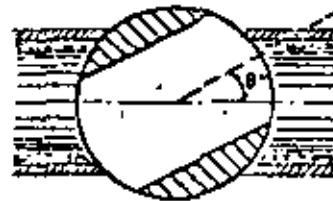


Fig 2. B Válvula esférica. 2.7



Fig 2. 9 Válvula de lenteja. 2.7

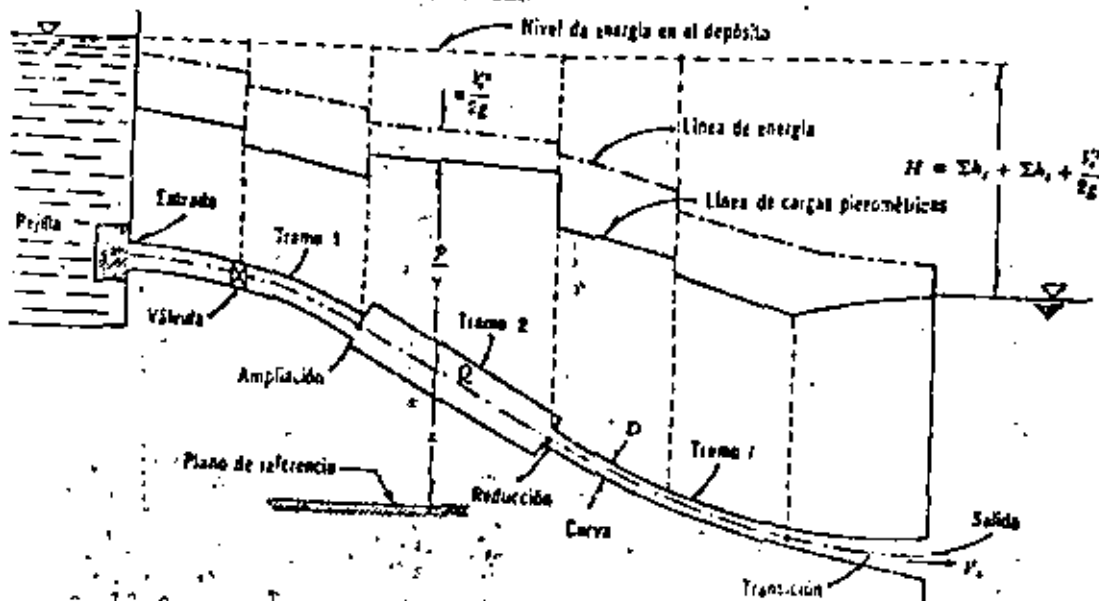


Tabla 2.3 Coeficientes de pérdida para válvulas de compuerta de diámetro  $D = 50$  mm.

$c$	$K$	$A/A_0$
1/8	0.07	0.949
2/8	0.26	0.856
3/8	0.81	0.74
4/8	2.06	0.609
5/8	5.52	0.466
6/8	17	0.315
7/8	97.8	0.159
31/32	159	—

Tabla 2.4 Coeficientes de pérdida para válvulas de compuerta cuyo diámetro es menor o mayor de 50 mm

$D$ mm	25	100	150	300	900
Valores de $c$	0.95	—	—	850	680
	0.9	—	—	215	165
	0.8	—	—	47	35
	0.75	32	16	—	—
	0.7	—	—	16	12
	0.6	—	—	7	5.5
	0.5	4.1	2.6	3.3	2.7
	0.4	—	—	1.7	1.3
	0.3	—	—	1.05	0.65
	0.25	0.23	0.14	—	—
	0.2	—	—	0.68	0.29
	0	0.23	0.14	—	—

Tabla 2.5 Coeficientes de pérdida para válvulas esféricas

$\theta^\circ$	$K$	$A/A_0$
5	0.05	0.926
10	0.29	0.85
15	0.75	0.772
20	1.56	0.692
25	3.10	0.613
30	5.17	0.535
35	9.68	0.458
40	17.3	0.385
45	31.2	0.315
50	52.6	0.25
55	106	0.19
60	206	0.137
65	486	0.091
82	$\infty$	0

Tabla 2.6 Coeficientes de pérdida para válvulas de lenteja

$\theta^\circ$	$K$	$A/A_0$
5	0.24	0.913
10	0.52	0.826
15	0.90	0.741
20	1.54	0.658
25	2.51	0.577
30	3.91	0.500
35	6.22	0.426
40	10.8	0.357
45	18.7	0.293
50	32.6	0.234
55	58.8	0.181
60	118	0.124
65	256	0.094
70	751	0.06
90	$\infty$	0

La segunda establece la constancia de la energía entre dos secciones transversales 1 y 2 del conducto, para lo cual se acepta, usualmente, que el coeficiente a en dichas secciones valga uno. Esto es :

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_l$$

donde

$\sum_1^2 h_f$  : suma de las pérdidas de fricción  $h_f$ , en cada tramo de la sección 1 a la 2;

$\sum_1^2 h_l$  : suma de las pérdidas locales que ocurren de la sección 1 a la 2 debidas a entrada, cambios de sección, válvulas, etcétera.

Los dos términos se expresan en razón 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 la pérdida local. Por esta causa, la ecuación de la energía contendrá los valores de la velocidad, en distintas secciones del conducto, mismos que se pueden substituir por la velocidad, en un sólo tramo, utilizando la ecuación de continuidad.

Si en el sistema de la fig 2.10, el recipiente de aguas abajo no existe, es decir, si el conducto descarga libremente a la atmósfera, el desnivel H se mide como la diferencia de niveles entre la superficie libre en el depósito superior y el centro de gravedad de la sección final del tubo. En cualquier caso, dicho desnivel será:

$$H = \sum h_f + \sum h_l + \frac{V_2^2}{2g}$$



donde  $V_s^2/2g$  es la carga de velocidad en la sección final del conducto, considerada como energía final en el caso de descarga libre, o como pérdida en el caso de descarga a otro recipiente. Se presentan dos tipos de problema :

- a) Revisión. Conociendo  $H$ , la geometría y rugosidad del tubo, se desea calcular el gasto.

Solución.

Supuesto que se desconoce la zona de flujo ( laminar , transición o turbulento) en la que trabaja el tubo, la velocidad y los coeficientes de pérdida son incógnitas. Si la sección 1 se elige dentro del depósito superior y la 2 dentro del inferior, de tal manera que la velocidad de llegada sea despreciable. De la ecuación de la energía se tiene :

$$H = \left( z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left( z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right) =$$

$$= \frac{V_s^2}{2g} + \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_l$$

en que  $V_s$  es la velocidad en la sección final de la tubería.

- Por la fórmula de Darcy-Ewingsbach y de pérdidas menores vamos que :

$$H = \frac{V_s^2}{2g} + \left( f_1 \frac{L_1}{D_1} \frac{L_2}{2g} + f_2 \frac{V_2^2}{D_2} - \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right) +$$

$$+ \left( K_1 \frac{V_1^2}{2g} + K_2 \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right)$$

y debido a que  $V_s V_s = V_i A_i$ , entonces resulta :

$$H = \frac{V_s^2}{2g} \left( 1 + \frac{f_1 L_1}{D_1} \frac{A_s^2}{A_1^2} + \frac{f_2 L_2}{D_2} \frac{A_s^2}{A_2^2} + \dots + K_1 \frac{A_s^2}{A_1^2} + K_2 \frac{A_s^2}{A_2^2} + \dots \right)$$

la velocidad en la sección final vale

$$V_s = \sqrt{\frac{2 g H}{1 + \sum_{i=1}^n \frac{f_i L_i}{D_i} \frac{A_s^2}{A_i^2} + K_i \frac{A_s^2}{A_i^2}}}$$

y el gasto :

$$Q = V_s A_s$$

Puesto que se conoce  $\xi_i/D_i$ , se puede estimar un valor para cada  $f_i$ , por inspección del diagrama de Moody, así como los  $K_i$ . Con dichos coeficientes, substituidos en la ecuación anterior, se determina el gasto; de éste,  $V_i = 4 Q/\pi D_i$  y con los números de Reynolds, se obtienen nuevos valores  $f_i$ .

El proceso se repite.

- b) Diseño. Conociendo  $H$ , la geometría ( con excepción de uno de los diámetros), la rugosidad y el gasto, se desea calcular uno de los diámetros ( con más de un diámetro como incógnita, la solución es imposible).

Solución

Igual que el problema anterior estimado  $f$  y  $D$  desconocidos, que se substituyen reiteradamente hasta obtener el gasto, Este problema es poco común.

$$Q = \frac{2 g H}{4 f L / D^5}$$

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 L Q^2}{g^2 H} f} = \sqrt[5]{\frac{0.0827 L Q^2}{H} f}$$

también en el número de Reynolds, nos da

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{4 Q}{\pi \nu} \frac{1}{D} = \frac{C_2}{D}$$

en el que se conoce a

$$C_2 = 4 Q / \pi \nu$$

Problema 2.1 La instalación hidroeléctrica, con la geometría mostrada en la fig. 2.11; abastece a una casa de máquinas un gasto de  $8.98 \text{ m}^3/\text{seg}$ . La instalación consta de una galería con acabado interior de cemento de  $3.00 \text{ m}$  de diámetro, una cámara de oscilación y una tubería de acero soldado, nuevo, de  $1.50 \text{ m}$  de diámetro. Determinar:

- la carga neta sobre las máquinas;
- la potencia neta - en kw - que produce el sistema, si las máquinas tienen una eficiencia de un 82%;
- la eficiencia de todo el sistema;
- el nivel de la superficie del agua en la cámara de oscilación - que, para las condiciones de flujo permanente, actúa como un

simple tubo piezométrico.

Solución a).

Las áreas en la galería y tubería son, respectivamente :

$$A_g = 0.7854 (3)^2 = 7.069 \text{ m}^2$$

$$A_t = 0.7854 (1.5)^2 = 1.767 \text{ m}^2$$

y las velocidades :

$$V_g = \frac{8.98}{7.069} = 1.27 \text{ m/seg}$$

$$V_t = \frac{8.98}{1.767} = 5.08 \text{ m/seg}$$

La ecuación de la energía, entre una sección dentro del vaso y la de salida de la tubería, es:

$$329 = 170.3 + \frac{p_t}{\gamma} + \frac{V_t^2}{2g} + \sum h$$

La carga neta sobre las máquinas es entonces :

$$H_n = \frac{p_t}{\gamma} + \frac{V_t^2}{2g} = 158.7 - \sum h$$

Debido a que la longitud de los tubos es grande, las pérdidas locales se consideran despreciables respecto de las de fricción.

El número de Reynolds, en la galería para agua a  $15^\circ \text{C}$   $\nu = 1.145 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}$ , es :

$$Re = \frac{1.27 \times 3 \times 10^6}{1.145} = 3.33 \times 10^6$$

y en la tubería :

Del diagrama de Moody, tenemos que :

para la galería :  $\epsilon = 1.5 \text{ mm}$ ,

$$\epsilon/D = 0.0005, \quad f = 0.0169;$$

para la tubería:  $\epsilon = 0.075 \text{ mm}$ ,

$$\epsilon/D = 0.00005, \quad f = 0.011.$$

Las pérdidas de fricción serán :

$$h_{fg} = 0.0169 \frac{4500}{3} \frac{(1.27)^2}{19.6} = 2.09 \text{ m}$$

$$h_{ft} = 0.011 \times \frac{860}{1.5} \frac{(5.08)^2}{19.6} = \frac{8.30}{27} = 10.39 \text{ m}$$

y la carga neta :

$$H_n = 158.7 - 10.39 = 148.31 \text{ m}$$

Solución b)

La potencia neta del sistema vale :

$$P = \eta_m \rho Q H_n = 0.82 \times 1,000 \times 8.96 \times 149.31$$

$$P = 1\,092\,095.5 \text{ kg m/seg.}$$

En caballos de vapor :

$$P = \frac{1\,092\,095.3}{75} = 14\,561.3 \text{ CV}$$

En kilovatios :

$$P = \frac{14\,561.3}{0.736} = 19\,784.3 \text{ kw}$$

Solución C)

La eficiencia de todo el sistema es la relación, entre la potencia neta y la que se produciría con la carga bruta, al no ocurrir

pérdidas en la conducción y en las máquinas.

La carga bruta es.

$$H_b = 329 - 170.3 = 158.7 \text{ m}$$

y la eficiencia del sistema :

$$\begin{aligned} s &= \frac{\eta_m \eta_Q H_n}{\gamma Q H_b} = \frac{\eta_m H_n}{H_b} = \\ &= \frac{0.82 \times 148.31}{158.7} = 0.766 ; 76.6 \text{ por ciento.} \end{aligned}$$

La eficiencia de la conducción resulta ser :

$$\eta_c = \frac{\gamma Q H_n}{\gamma Q H_b} = \frac{148.31}{158.7} = 0.935 ;$$

93.5 por ciento.

Solución d)

De la ecuación de la energía, entre el vaso y la sección de la galería en la base de la cámara de oscilación, con  $h_{fg} = 2.09$  de los cálculos anteriores, resulta entonces :

$$329 = N.C. + \frac{V_g^2}{2g} + h_{fg}$$

$$N.C. = 329 - \frac{(1.27)^2}{19.6} - 2.09 = 326.828 \text{ m}^2$$

Problema 2.2

Una bomba de 25 CV de potencia y 75 por ciento de eficiencia,

debe abastecer un gasto de  $6 \text{ m}^3/\text{min}$  de agua, a  $10^\circ\text{C}$ , a un recipiente cuyo nivel

se encuentra 10 m arriba del cárcamo de bombeo. La tubería de conducción es

de hierro fundido con incrustaciones ( $\epsilon = 0.76 \text{ mm}$ ), con una longitud de 100 m,

tres curvas de radio  $R = 5D$  (dos de  $45^\circ$  y una de  $90^\circ$ ) y una válvula con  $K_v = 8$ .

Determinar el diámetro necesario en la tubería. (fig 2, 12)

Solución.

La potencia suministrada por la bomba a la tubería es :

$$P = 75 \times 0,75 \times 25 = 1\,406 \text{ kg m/seg}$$

y la carga de bombeo para  $Q = 6/60 + 0,1 \text{ m}^3/\text{seg}$ , la siguiente:

$$H_n = \frac{P}{\gamma Q} = \frac{1\,406}{1\,000 \times 0,1} = 14,06 \text{ m}$$

Como se dispone de esta energía, inmediatamente después de

la bomba, de la ecuación de la energía resulta que

$$14,06 = 10 + \frac{v^2}{2g} + f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} +$$

$$+ K_c \frac{v^2}{2g} + K_v \frac{v^2}{2g}$$

$$4,06 = \frac{v^2}{2g} (1 + fL/D + K_c + K_v) \quad (*)$$

Igual que en el problema anterior, se resuelve por iteraciones.

Después de efectuar varios ciclos, se propone  $D = 0,254 \text{ m}$  cuya

área, velocidad y carga de velocidad son :

$$A = \frac{\pi}{4} (0,254)^2 = 0,05065 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{0,1}{0,05065} = 1,974 \text{ m/seg}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 0,199 \text{ m}$$

El número de Reynolds para  $\nu = 0,0131 \text{ cm}^2/\text{seg}$  es :

$$R_e = \frac{1,974 \times 0,254 \times 10^6}{1,31} = 3,827 \times 10^5$$

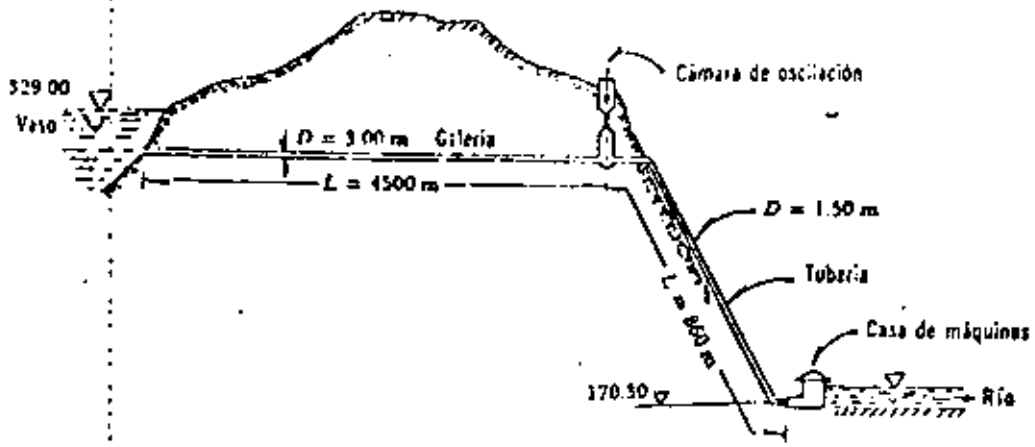


Fig 2.11 Instalación hidroeléctrica del problema 9.4. 2.11

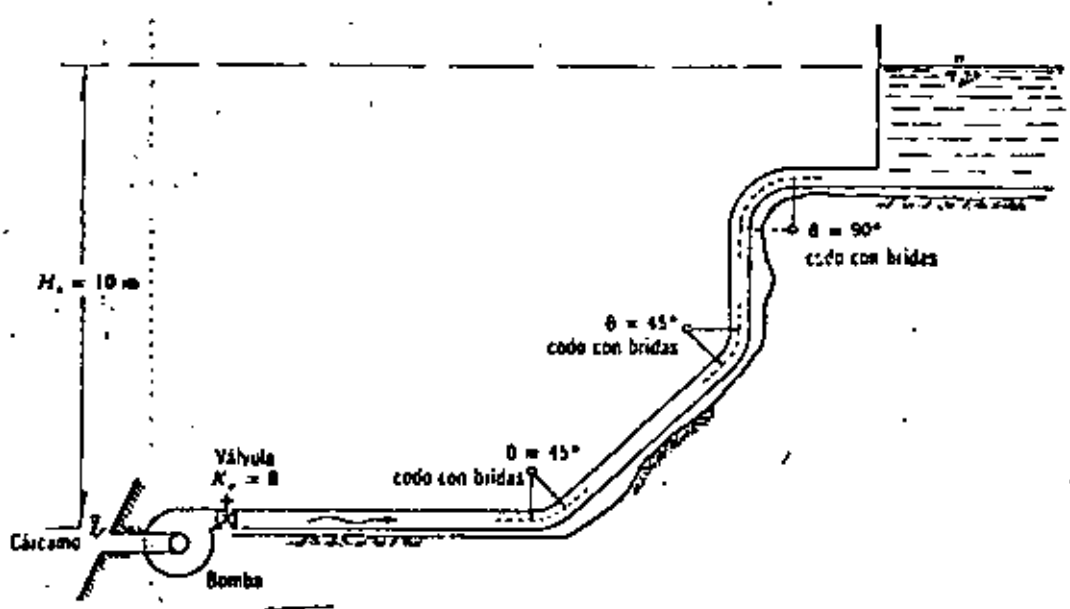


Fig 2.12 Instalación del problema 9.6. 2.12

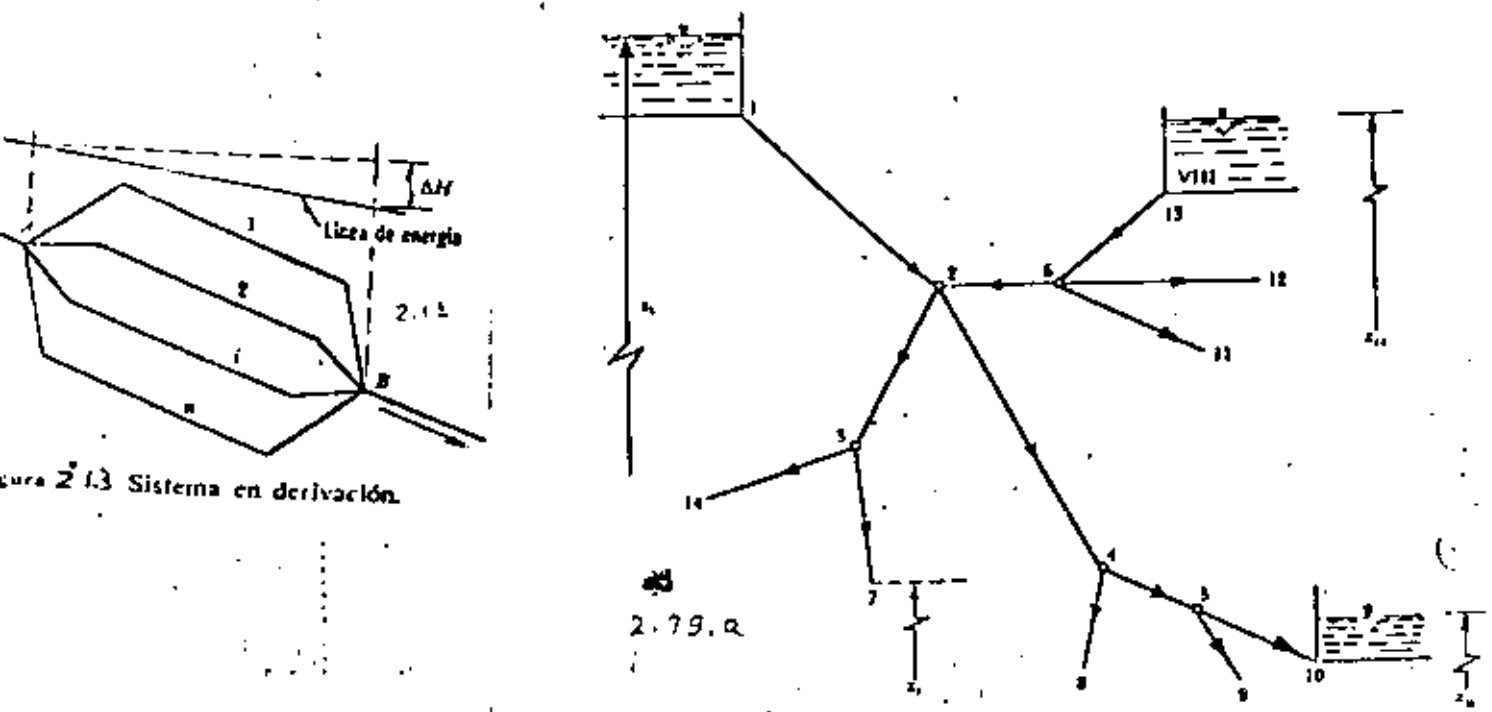


Figura 2.13 Sistema en derivación.

2.79.a



y para  $\epsilon/D = 0.076/25 = 0.003$  del diagrama de Moody,  $f=0.026$ , se obtiene :

$$f \frac{L}{D} = \frac{0.026 \times 100}{0.254} = 10.24$$

Para codos a  $45^\circ$ ,  $C_c = 0.16$  y para  $90^\circ$   $C_c = 0.25$ . Por lo cual,  $K_c = 2 \times 0.16 + 0.25 = 0.57$ . Por tanto :

$$V = \sqrt{\frac{19.6 \times 4.06}{1 + 10.24 + 0.57 + 8}} = 2 \text{ m/seg}$$

siendo el gasto :

$$Q = 2 \times 0.05065 = 0.102 \text{ m}^3/\text{seg}$$

entonces el diámetro de 254 mm es el adecuado.

En ocasiones resulta necesario derivar varios ramales de un mismo tubo (figura 2.13), para lo cual se pueden presentar dos casos :

1. Se conoce la pérdida entre A y B y se desea determinar el gasto en cada ramal.
2. Se conoce el gasto total y se desea determinar la pérdida entre A y B, así como la distribución del gasto en cada ramal.

Ambos casos ocurren independientemente de las energías que existan en A y B. -

El primero no ofrece dificultad puesto que una vez conocida la pérdida, se puede calcular el gasto en cada ramal en base a que funciona con una carga (igual a la pérdida determinada; esto es, que  $\Delta H_1 = \Delta H_2 = \dots = \Delta H$ , la pérdida de energía vale :

$$\Delta H = K_1 \frac{V_1^2}{2g}$$

por lo que :

$$V_1 = \sqrt{\frac{2g H}{K_1}}$$

donde :

$$K_1 = f_1 \frac{L_1}{D_1} + \sum K_{1i}$$

siendo el gasto :

$$Q_1 = A_1 V_1$$

Para el segundo caso, se supone la existencia de una tubería (ficticia) que transporta el gasto total, equivalente a todos los ramales, con una pérdida en la misma de  $\Delta H_p = \Delta H_1 = \Delta H_2 = \dots = \Delta H_n$ .

Obtenemos:

$$Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

y al simplificar, resulta :

$$\frac{D_e^2}{\sqrt{K_e}} = \sum_{i=1}^n \frac{D_i^2}{\sqrt{K_i}}$$

o bien :

$$\frac{K_e}{D_e^4} = \left[ \frac{1}{\sum (D_i^2 / \sqrt{K_i})} \right]^2$$

o sea, la condición de equivalencia entre los conductos, en los que se elige un valor arbitrario para  $D_e$  o  $K_e$  y el otro se calcula con la ecuación anterior; luego entonces,

$$\Delta H = K_e \frac{V_e^2}{2g} = \frac{8K_e}{\pi^2 D_e^4} \frac{Q^2}{g}$$

Resulta:

$$H = \frac{8}{\left[ \sum_{i=1}^n \left( \frac{D_i^2}{\sqrt{K_i}} \right) \right]^2} Q^2$$

Una vez que la pérdida  $H$  se conoce, el problema se torna en uno del primer caso.

## 2.5 Redes abiertas

Decimos que una red es abierta cuando los tubos que la componen se ramifican, sucesivamente, sin intersectarse después para formar circuitos. Los extremos finales de las ramificaciones pueden terminar en un recipiente o descargar libremente a la atmósfera.

Un ejemplo de red abierta se esquematiza en la fig. 2.14. De acuerdo con los niveles de los distintos recipientes y la longitud de los tubos, se deberá conocer o suponer tramos.

De la ecuación de la energía, entre el recipiente superior y los extremos de los tubos, resulta entonces:

$$Z_1 - \left[ Z_j + \frac{V_j^2}{2g} \right] = \sum_{i=1}^j h \quad (A)$$

donde  $Z_i$  es el nivel de la superficie libre del agua si el tubo descarga a un recipiente o bien, el nivel del centro de gravedad de la sección final, si el tubo des-

carga a la atmósfera; el subíndice  $j$  corresponde a las características hidráulicas en el punto  $j$ . El término  $\sum_{i=1}^j h$  es la suma de las pérdidas de energía de los tubos que se encuentran en el recorrido, desde el punto 1 hasta el extremo  $j$ ; toma signo positivo para  $h$  en aquellos elementos en que la dirección del gasto coincide con la dirección del recorrido y negativo en caso contrario.

Por ejemplo, para el extremo 7, se tiene :

$$Z_1 - \left( Z_7 + \frac{v_7^2}{2g} \right) = h_{12} + h_{23} + h_{37}$$

y de acuerdo con la dirección supuesta de los gastos en la fig 2.14 para el extremo 13, se obtiene :

$$Z_1 - \left( Z_{13} + \frac{v_{13}^2}{2g} \right) = h_{12} - h_{26} - h_{613}$$

donde  $h_{ij}$  representa la suma de las pérdidas locales y de fricción en el tramo que va del nudo  $i$  al nudo  $j$ .

Además, en cada punto de ramificación ( nudo ) se satisface la ecuación de continuidad, siguiente :

$$\sum Q = 0 \quad (B)$$

y se establece como convención que los gastos que lleguen al nudo tengan signo negativo; y positivo los que salgan del nudo.

Si el problema es de revisión, el resultado será un sistema de tantas ecuaciones, del tipo ( B ), como extremos finales tenga la red; y de tantas ecuaciones del tipo

(A) como nudos existan. Para la red de la fig 2.14 se pueden establecer ocho ecuaciones del primer tipo y cinco del segundo.

Si el problema es el diseño de una red en la que se conoce su geometría y los gastos de cada tubo, se deberán elegir por lo menos  $(l-m)$  diámetros de los  $l$  tramos que componen la red ( $m$ , número de extremos finales), para evitar la indeterminación del problema, ya que las ecuaciones de nudo se convierten en identidades.

Problema 2.3 En la fig 2.15 se presenta una red abierta y su geometría.

Se desea que los gastos sean:  $Q_5 = 25$  lt/seg,  $Q_4 = 30$  lt/seg, hacia los tanques C y D respectivamente y que  $Q_2 = 11$  lt/seg desde la bomba. Determinar los diámetros  $D_1, D_3$  y  $D_4$  necesarios para que se satisfagan las condiciones impuestas. El factor de fricción en todos los tubos es  $f = 0.014$  y los tanques A y B abastecen a C y D.

Solución La carga producida por la bomba es

$$P = \frac{\gamma Q H_B}{76 \eta}$$

$$H_B = \frac{76 \eta P}{\gamma Q} = \frac{76 \times 0.73 \times 6}{1000 \times 0.011} = 30.3 \text{ m}$$

De la ecuación de continuidad en los nudos, los gastos son:

$$Q_3 = Q_4 + Q_5 = 0.055 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_1 = Q_3 - Q_2 = 0.044 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Las velocidades y cargas de velocidad en los tubos, son las

que siguen :

$$V_1 = \frac{0.044}{0.7854 D_1^2} = \frac{0.056}{D_1^2} ;$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{(0.056)^2}{19.6 D_1^4} = \frac{0.000161}{D_1^4}$$

$$V_2 = \frac{0.011}{0.7854 \times 0.01} = 1.4 \text{ m/seg};$$

$$\frac{V_2^2}{2g} = 0.1 \text{ m}$$

$$V_3 = \frac{0.055}{0.7854 D_3^2} = \frac{0.07}{D_3^2} \text{ m/seg};$$

$$\frac{V_3^2}{2g} = \frac{0.00025}{D_3^4}$$

$$V_4 = \frac{0.030}{0.7854 D_4^2} = \frac{0.0382}{D_4^2} ;$$

$$\frac{V_4^2}{2g} = \frac{0.000074}{D_4^4}$$

$$V_5 = \frac{0.025}{0.7854 \times 0.04} = 0.796 \text{ m/seg};$$

$$\frac{V_5^2}{2g} = 0.0323 \text{ m}$$

La ecuación de la energía entre F y C, es como sigue :

$$E_F = 15.00 + \left( 0.014 \frac{500}{0.20} + 1 \right) \times \\ \times 0.0323 = 16.389 \text{ m}$$

La ecuación de energía entre F y D, es :

$$E_F = 16.389 = 15.00 + \left( 0.014 \frac{400}{D_4} + 1 \right) \times \\ \times \frac{0.000074}{D_4^4}$$

$$1.389 = \frac{0.000414}{D_4^5} + \frac{0.000074}{D_4^4}$$

Esta ecuación se satisface para  $D_4 = 0.20 \text{ m}$ .

La ecuación de energía entre B y E, como se indica :

$$30.3 + 0.1 E_E + 0.014 \frac{500}{0.10} = 0.1$$

$$E_E = 30.4 - 7.0 = 23.4 \text{ m}$$

La ecuación de energía entre A y E, es :

$$30.00 = 23.4 + 0.014 \frac{2850}{D_1} + \frac{0.000161}{D_1^4} \\ D_1 = \sqrt[5]{\frac{0.00642}{6.6}} = \sqrt[5]{0.000973} = 0.25 \text{ m}$$

La ecuación de energía entre E y F, será :

$$23.4 = 16.389 + 0.014 \frac{1970}{D_3} + \frac{0.00025}{D_3^4}$$

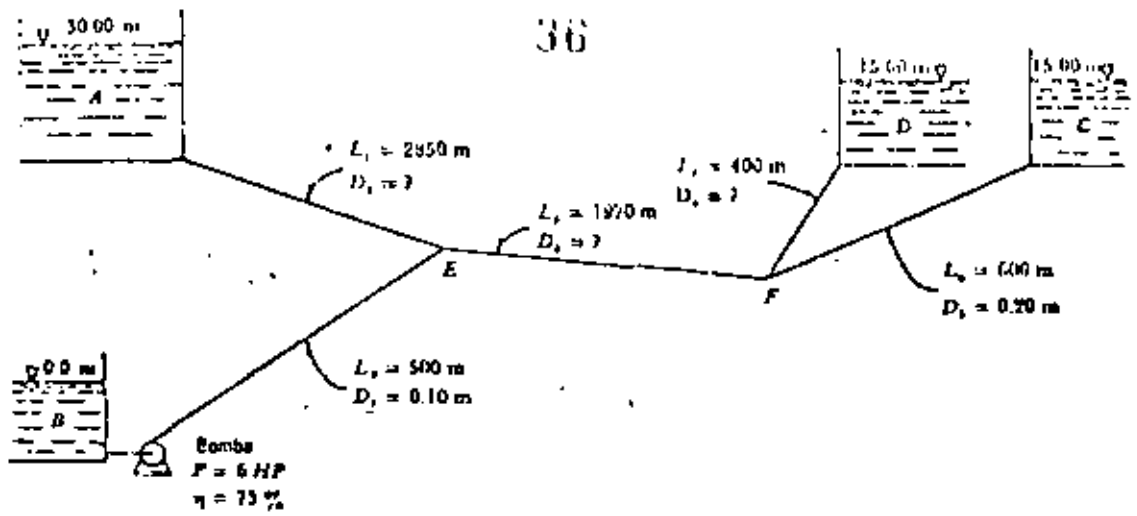


Fig 2.15 Red abierta del problema 9.13.

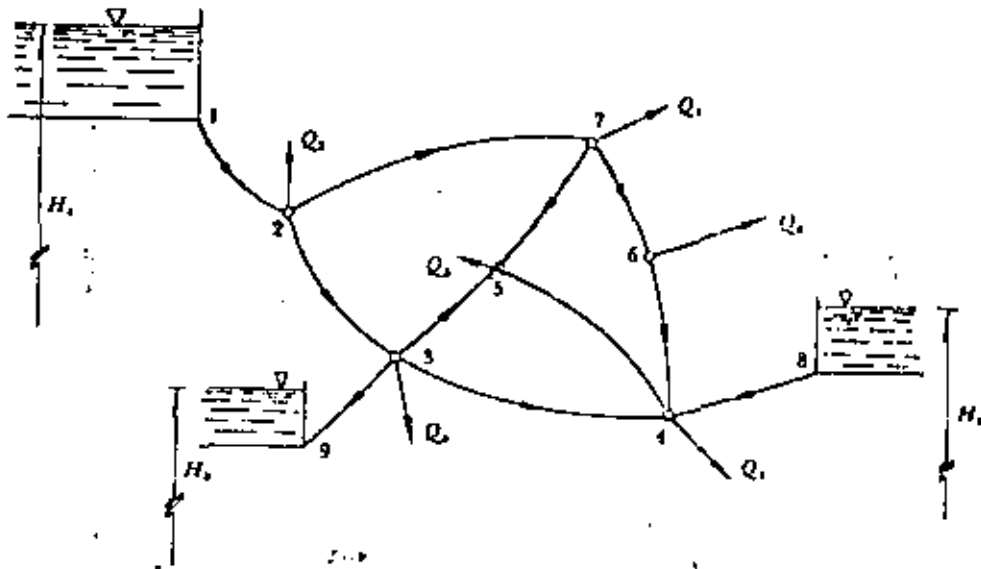


Fig 2.16 Ejemplo de red cerrada.

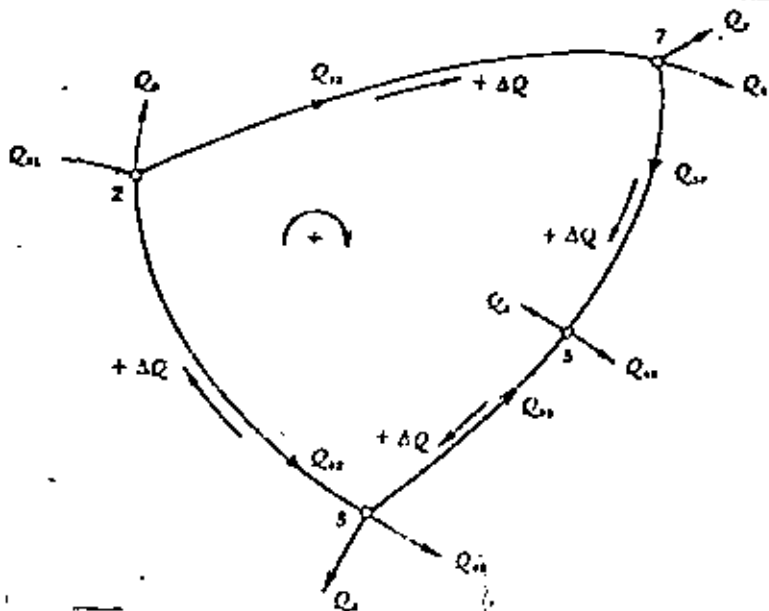


Fig 2.17 Circuito cerrado



$$D_3 = \sqrt[5]{\frac{0.0069}{7.011}} = \sqrt[5]{0.000983} = 0.25 \text{ m}$$

## 2.6 Redes cerradas

Se conoce como red cerrada aquella en la cual los conductos que la componen se cierran formando circuitos ( fig 2.16 ) .

Es el caso de las redes de distribución de agua potable en ciudades o las de agua para industrias.

La solución del problema se basa en dos tipos de ecuaciones ; la de nudo y la de pérdida de energía.

a) Ecuación de nudo. Por razones de continuidad en cada nudo se debe satisfacer que ;

$$\sum_{j \in i} Q_{ij} + Q_i = 0 \quad \text{para } i = 1, \dots, n$$

donde

$Q_{ij}$  gasto que va del nudo  $j$  al nudo  $i$  ( negativo si llega al nudo  $i$  y positivo si sale );

$Q_i$  gasto que sale o entra al nudo  $i$  (con la misma convención de signos ) .

El símbolo  $j \in i$  se lee: "para todos los nudos  $j$  conectados al  $i$  a través de un tubo" . Por ejemplo, si el sentido de los gastos fuera el mostrado en la fig 2.16 para el nudo 3, indicaría que

$$Q_{35} + Q_{34} + Q_{39} - Q_{32} + Q_3 = 0$$

donde el gasto  $Q_3$  es conocido.

- b) Ecuación de pérdida. La pérdida por fricción en cada tramo está dada por la fórmula de fricción correspondiente, donde al substituir la velocidad expresada por la ecuación :

$$V_{ij} = \frac{4 Q_{ij}}{\pi D_{ij}^2}$$

resulta :

$$h_{ij} = a_{ij} Q_{ij}^N$$

donde  $a_{ij}$  es una constante del tramo  $ij$ .

Por ejemplo, si la fórmula de fricción es la de Darcy-Weisbach, se tiene :

$$h_{ij} = \frac{8 f_{ij} L_{ij}}{\pi^2 g D_{ij}^5} Q_{ij}^N$$

Esto es,  $N = 2$ , y entonces :

$$a_{ij} = \frac{8 f_{ij} L_{ij}}{\pi^2 g D_{ij}^5}$$

en cambio, si fuese la de Hazen-Williams,  $N = 1.851$  y

$$q_{ij} = \frac{L_{ij}}{(0.279 C_{Hij} D_{ij}^{2.63})^{1.851}}$$

La utilización de las ecuaciones anteriores para la solución de una red, conduce a un sistema de ecuaciones que es posible resolver, por un método de iteraciones

o con computadora -con base en la estimación de valores iniciales-, los cuales se aproximan a la solución exacta mediante correcciones cíclicas.

En una red cerrada cualquiera se eligen circuitos elementales como los formados en la fig. 2.16 ( por ejemplo el circuito 2-7-5-3-2 mostrado en la fig 2.17) en los cuales se conocen los gastos  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  que entran o salen de cada nudo.

En cada nudo se satisface la ecuación de continuidad; además la pérdida de energía entre dos nudos de la red ( cualquiera que sea el recorrido que se elige para llegar de uno a otro ) es la suma algebraica de las pérdidas en cada tramo. Para ello, es necesario también establecer una convención de signos, por ejemplo: la pérdida en un determinado tramo tiene signo positivo si la dirección del gasto en el tramo coincide con la del recorrido; y el negativo en caso contrario. El recorrido completo en cada circuito elemental (partiendo y llegando al mismo nudo) implica que :

$$\sum_{i=1}^k h_{ij} = 0$$

donde  $k$  es el número de tramos que forma el circuito elemental. Para el recorrido de cada circuito es necesario especificar que sea siempre con el mismo sentido, por ejemplo, el sentido de las manecillas del reloj.

La ecuación anterior es llamada ecuación de circuito y vale para todos los circuitos elementales de la red.

Para proceder a la solución, primero se estiman los gastos en los tramos, haciendo que se satisfaga la ecuación de nudo con los valores estimados y los ya conocidos. Si  $+\Delta Q$  es una corrección atribuible a todos los tramos de un mismo circuito elemental (fig 2.17), al recorrer éste en el sentido de las manecillas del reloj, implica que :

$$\begin{aligned} h_{72} + h_{57} - h_{53} - h_{32} &= \\ &= a_{72} (Q_{72} + \Delta Q)^N + a_{57} (Q_{57} + \Delta Q)^N - \\ &- a_{53} (Q_{53} - \Delta Q)^N - a_{32} (Q_{32} - \Delta Q)^N = 0 \end{aligned}$$

Por un desarrollo en forma de binomio, donde se desprecian términos de orden superior, resulta entonces :

$$\Delta Q = - \frac{a_{72} Q_{72}^N + a_{57} Q_{57}^N - a_{53} Q_{53}^N - a_{32} Q_{32}^N}{N (a_{72} Q_{72}^{N-1} + a_{57} Q_{57}^{N-1} + a_{53} Q_{53}^{N-1} + a_{32} Q_{32}^{N-1})}$$

o bien, en el caso general, tenemos :

$$Q = - \frac{\sum_1^k (a_{ij} Q_{ij}^{N-1} Q_{ij})}{N \sum_1^k [a_{ij} Q_{ij}^{N-1}]}$$

donde el gasto  $Q_{ij}$  y la corrección  $\Delta Q$  son positivos cuando su sentido coincide con el de recorrido del circuito en el sentido de las manecillas del reloj, o negativo en caso contrario. La iteración se realiza hasta que se satisfaga la ecuación

ción de circuito.

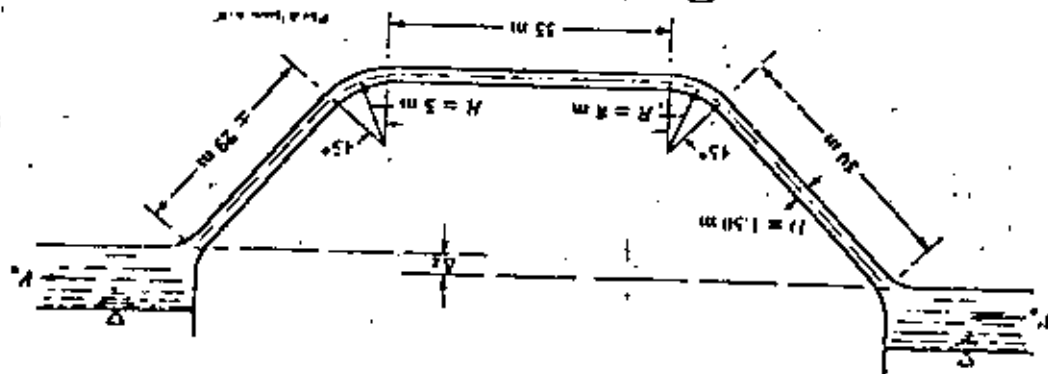
La rapidez en la convergencia del método es muy diversa y depende, tanto de la estimación de los valores iniciales como del tipo y tamaño de la red, pero especialmente del número de tramos que se unen en cada nudo. Mientras que en redes pequeñas se alcanza una buena aproximación con tres o cuatro iteraciones, en redes grandes se suelen necesitar de treinta a cincuenta. La computadora hace rápidamente el cálculo, y ello nos facilita un ahorro considerable de tiempo. La convergencia del método se puede acelerar si el valor de la corrección  $Q$  en cada paso se multiplica por un factor ( que varía entre 0.50 y 1.00) cuya magnitud depende del tipo de red y del grado de exactitud deseada.

**Problema 2.4** En la obra de toma mostrada, determinar el gasto en la tubería así como la presión en el punto B. La tubería es nueva de acero soldado; las longitudes de los diferentes tramos son :  $L_1 = 50$  m,  $L_2 = 1000$  m,  $L_3 = 2,400$  m,  $L_4 = 600$  m. El diámetro de la tubería es  $D = 0.40$  m y el radio de las curvas igual a  $4 D$ .

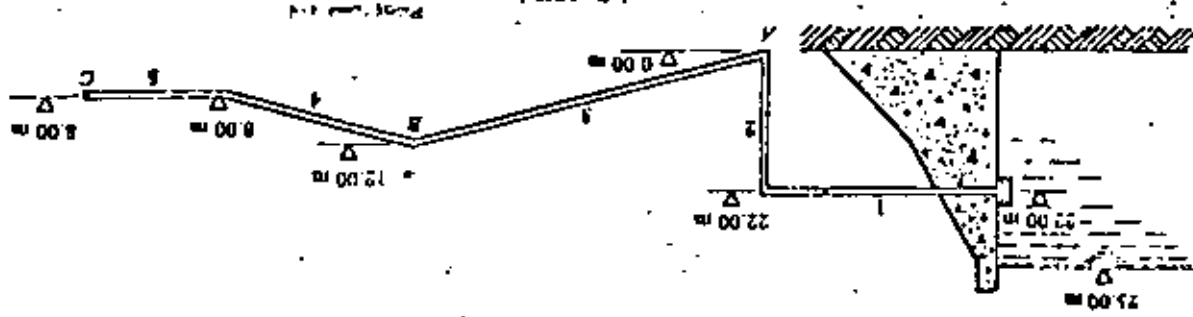
**Problema 2.5** Un sifón invertido -para cruzar un barranco- consiste en una tubería de acero soldado, de 1.50m de diámetro, como se esquematiza en la figura. El gasto máximo es de  $4 \text{ m}^3/\text{seg}$  y la velocidad en la tubería es el doble de la velocidad en los canales de llegada y salida ( $V_0$ ). Determinar el desnivel  $z$  que es necesario proporcionar entre las plantillas de los dos canales.

2.31 a

Problem 2.5



Problem 2.4





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

A N E X O

M. EN I. FRANCISCO JAVIER ECHAVARRÍA ALFARO

SEPTIEMBRE, 1983

TABLA B.2 Coeficientes  $a$  de la fórmula de Genijew

$$\epsilon_t = \epsilon_0 + at$$

**Grupo I**

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

$a$  varía de 0.005 a <sup>0.055</sup>~~0.55~~; 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 hierro en solución:

$a$  varía de 0.055 a 0.18; valor medio, 0.07.

**Grupo III**

Agua que origina fuerte corrosión y con escaso contenido de cloruros y sulfatos (menos de 100 a 150 mg/lit). Agua con un contenido de hierro 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 sulfato y cloruros (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 carbonatos, pero de dureza pequeña permanente, con residuo espeso de 2 000 mg/lit:

$a$  varía de 0.6 a más que 1.



30. Por fricción en la tubería.- La fórmula de Scobey para estas pérdidas es:

$$h_f = K_s \frac{v^{1.9}}{D^{1.1}} \quad \text{G.b.l.}$$

con:

$h_f$  = Pérdida de carga en pies por cada 1000 pies de tubería

$K_s$  = Coeficiente determinado experimentalmente.

$V$  = Velocidad de la corriente en pies/seg.

$D$  = Diámetro del tubo en pies

En esta fórmula se imponen las unidades por depender de éstas el valor de  $K_s$ .

El coeficiente de  $K_s$  toma los siguientes valores para tuberías soldadas o remachadas.

Tubería nueva.- ( $t$ =Espesor de la placa del tubo).

	$K_s$ .
1.- $t < 4.8$ mm.....	0.38
2.- $4.8 < t < 11$ mm. achaflanado o con juntas cilíndricas.....	0.44
3.- $t = 12.7$ mm. achaflanada o con juntas cilíndricas o $6.3 < t < 11$ mm. con juntas a tope.....	0.48
4.- $t > 12.7$ mm. en tiras a tope.....	0.52
5.- Tubo recientemente remachado....	0.34
6.- Continua interior (completamente soldada).	0.32

Para efectos de edad se multiplica  $K_s$  por  $e^{0.015a}$  en que  $a$  es la edad en años y  $e$  la base de los logaritmos neperianos.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

ESTACIONES DE BOMBEO

PRIMERA PARTE

ASPECTOS BÁSICOS

M. EN I. GILBERTO SOTELO AVILA

SEPTIEMBRE, 1983

## 1. ASPECTOS BASICOS

### 1.1 Definición

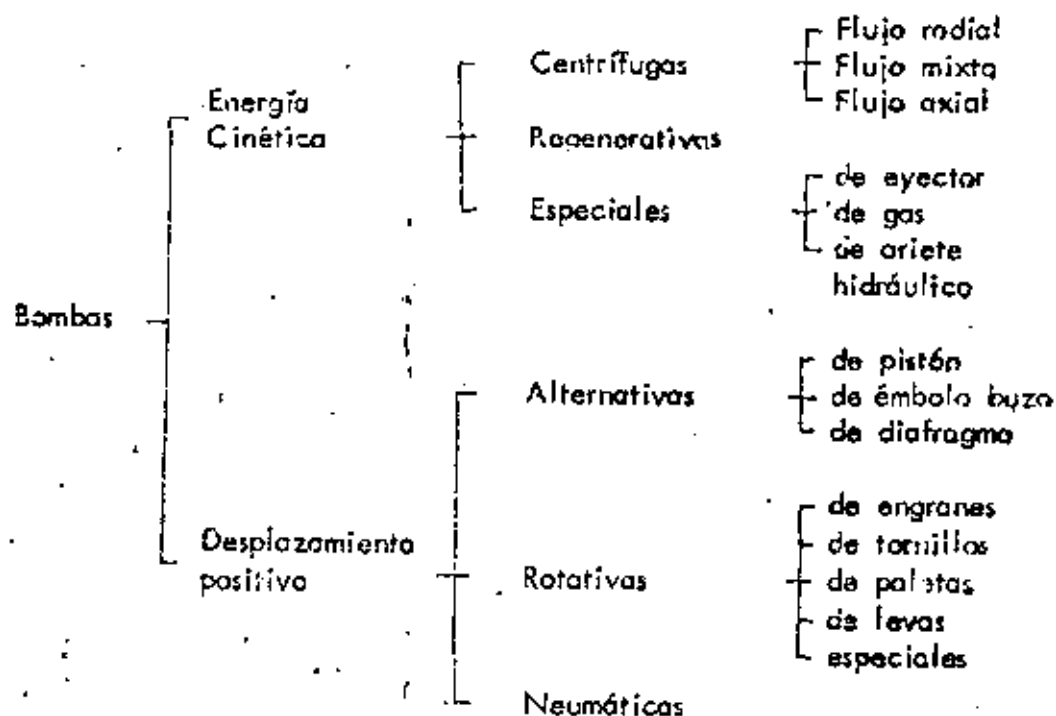
Una máquina hidráulica sirve esencialmente para intercambiar - energía entre un sistema mecánico y un sistema hidráulico. Las bombas y turbinas quedan comprendidos entre las máquinas hidráulicas más importantes.

Una bomba transforma la energía mecánica proporcionada por un motor (eléctrico o de gasolina) a través de una flecha rotatoria y la introduce al sistema hidráulico, forzando al líquido, mediante un movimiento rotatorio, a entrar a los tuberíos a gran presión.

Para lograr esto, la bomba está constituida esencialmente de dos partes: La primera se conoce como carcasa; es fija y constituye la parte envolvente de la bomba. La segunda se llama impulsor, es móvil y en última instancia es la que más influye en un mejor funcionamiento de la bomba. Aquí se exceptúa la bomba de acción positivo en la cual no existe propiamente un impulsor sino un émbolo (de desplazamiento positivo).

### 1.2 Clasificación de bombas

Existen diversas maneras de clasificar a las bombas, sin embargo, la más aceptada se indica a continuación:



En lo que sigue sólo trataremos de las bombas centrífugas y de las alternativas, que son las usadas por los ingenieros civiles para elevar agua. Las bombas centrífugas se utilizan para caudales que varían desde 5000 l/min hasta 10 000 l/min o más, para presiones variando desde 800 kg/cm<sup>2</sup> hasta 80 kg/cm<sup>2</sup>. Las bombas de desplazamiento positivo cubren caudales más pequeñas si bien contra presiones mayores.

Las bombas centrífugas se agrupan en varias clases de acuerdo con la dirección del flujo, el número de pasos, el tipo de carcasa, la posición de la flecha y el tipo de succión. Por cuanto a la dirección del flujo pueden ser: De flujo radial (fig. 1), de flujo mixto (fig. 2) y de flujo axial (fig. 3).

Las bombas de flujo radial desarrollan la presión (carga) principalmente por la fuerza centrífuga, tienen impulsores angostos de velocidad específica baja (4200 para las de succión simple y 6000 para las de doble succión como máximo, unidades en sistema inglés). Estas bombas proporcionan caudales pequeños y cargas altas.

En una bomba de flujo mixto, la carga se crea por la acción de la fuerza centrífuga combinada con el impulso de los álabes sobre el líquido. El impulsor cambia el flujo de axial a radial y tiene una velocidad específica de 4200 a 9000. Son bombas para cargas y caudales intermedios.

Las bombas de flujo axial, llamadas también de propela, se caracterizan porque su velocidad específica es mayor de 9000 y además la carga que desarrollan se debe al impulso de las aspas sobre el líquido. Proporcionan cargas pequeñas y caudales grandes.

Tomando en cuenta el número de pasos, las bombas centrífugas se clasifican en: Bombas de un solo paso (fig. 4) y bombas de varios pasos (fig. 5).

Por el tipo de carcasa pueden ser: de tipo voluta (fig. 6), de tipo circular (fig. 7) y de tipo difusor (fig. 8). Considerando la posición de la flecha, la bomba será: horizontal (fig. 9), vertical de cárcamo húmeda (fig. 10), vertical de cárcamo seca (fig. 11), vertical autocontenida (fig. 12), vertical de pozo profundo (fig. 13). Finalmente, según el tipo de succión en el impulsor, la bomba será: de succión simple (fig. 14) y de doble succión (fig. 15).

### 1.3 Principios de funcionamiento

Como en cualquier otra bomba, las de tipo centrífugo convierten

## I. CLASSES OF PUMPS

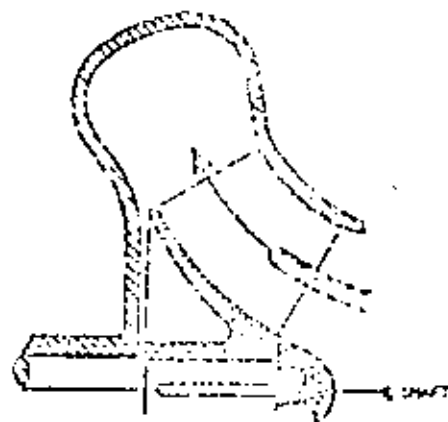


FIG. 2 IMPULSOR DE FLUJO MIXTO.

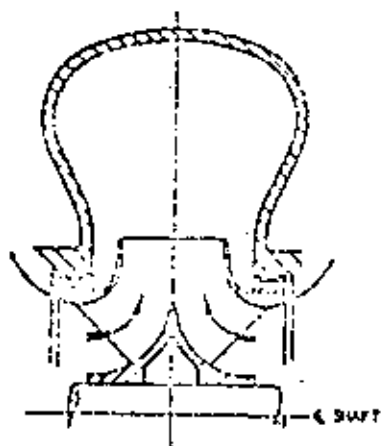


FIG. 1 IMPULSOR DE FLUJO RADIAL

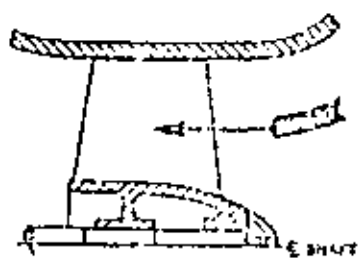
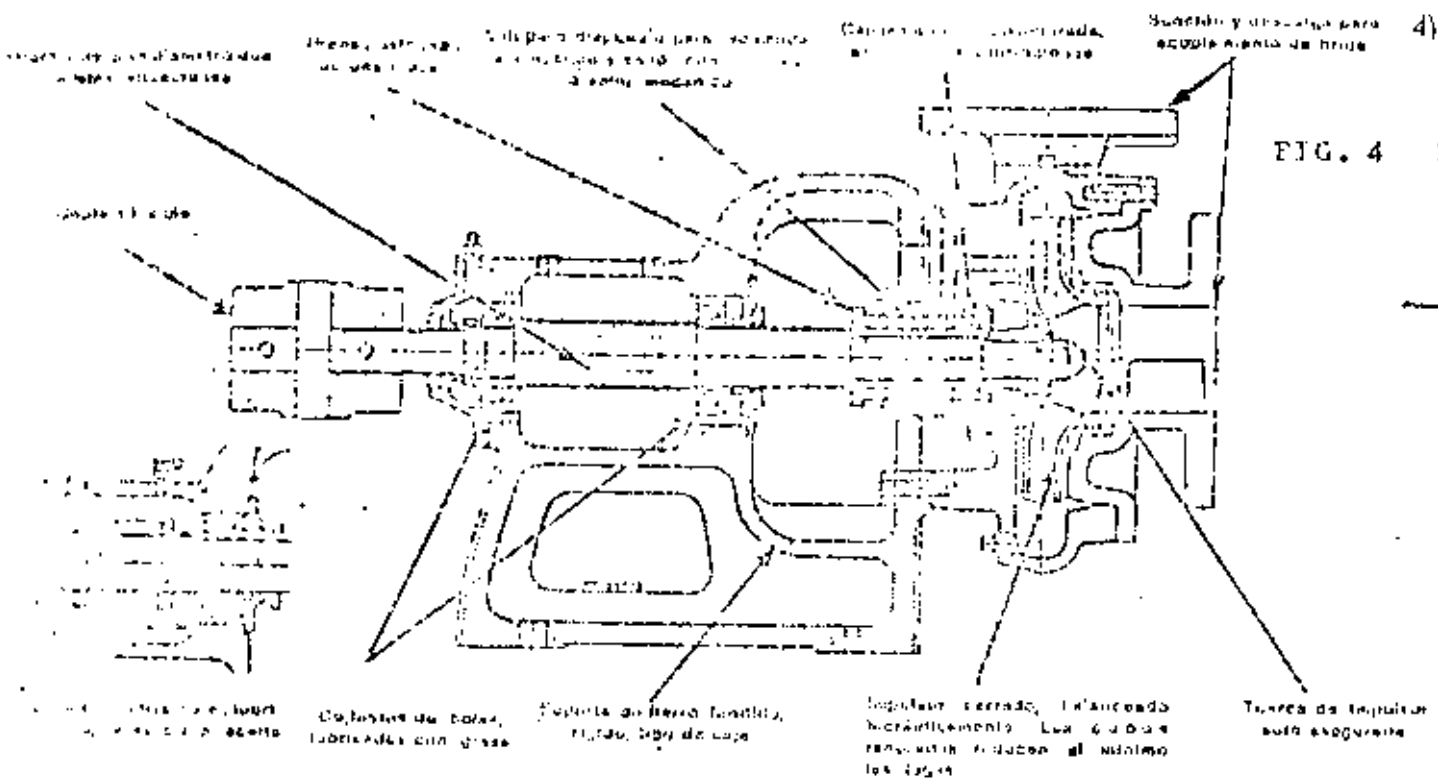
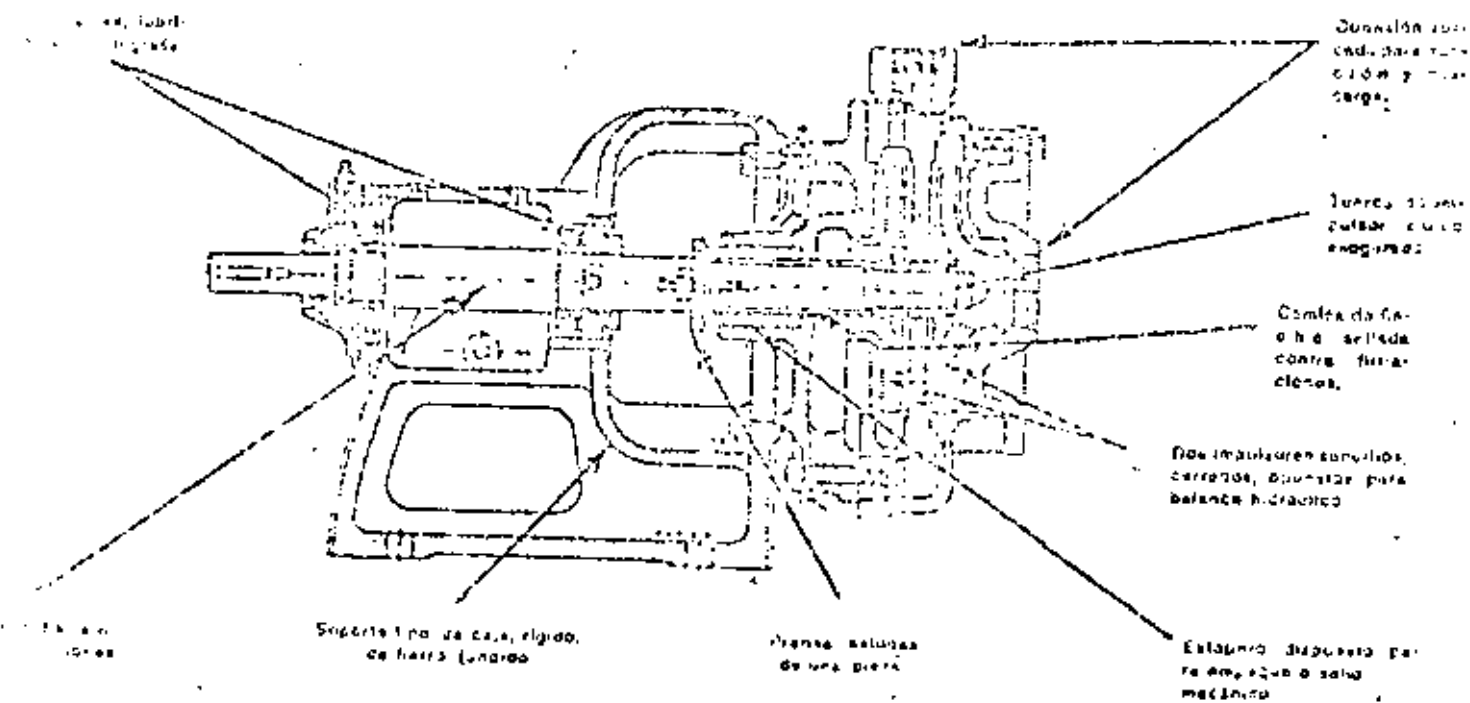


FIG. 3 IMPULSOR DE FLUJO AXIAL



Sección Típica de Bombas Centrifuga CNE Tamaños 38.7 a 151.9 cm. (1 1/2" a 6")



Sección Típica de una Bomba Centrifuga Modelo CCN

FIG. 5 BOMBA DE VARIOS PASOS

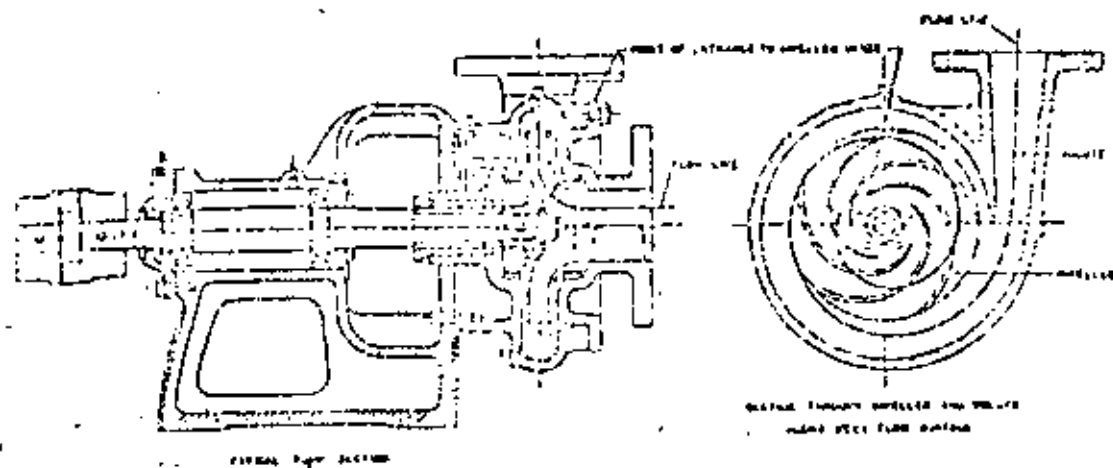


FIG. 5 BOMBA TIPO VOLUTA

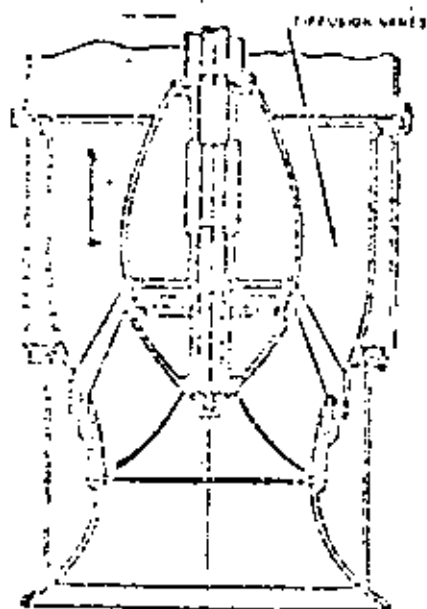


FIG. 8 BOMBA CARCASA TIPO  
DIFUSOR.

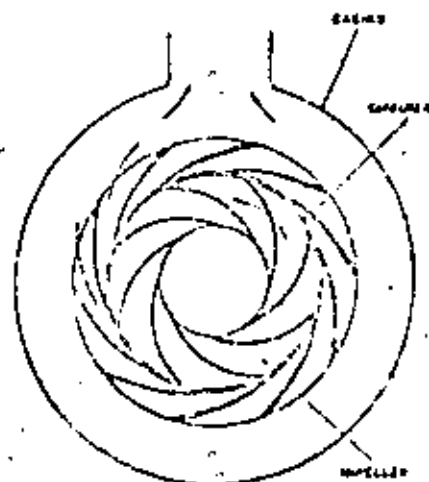


FIG. 7 BOMBA DE CARCASA CIRCULAN

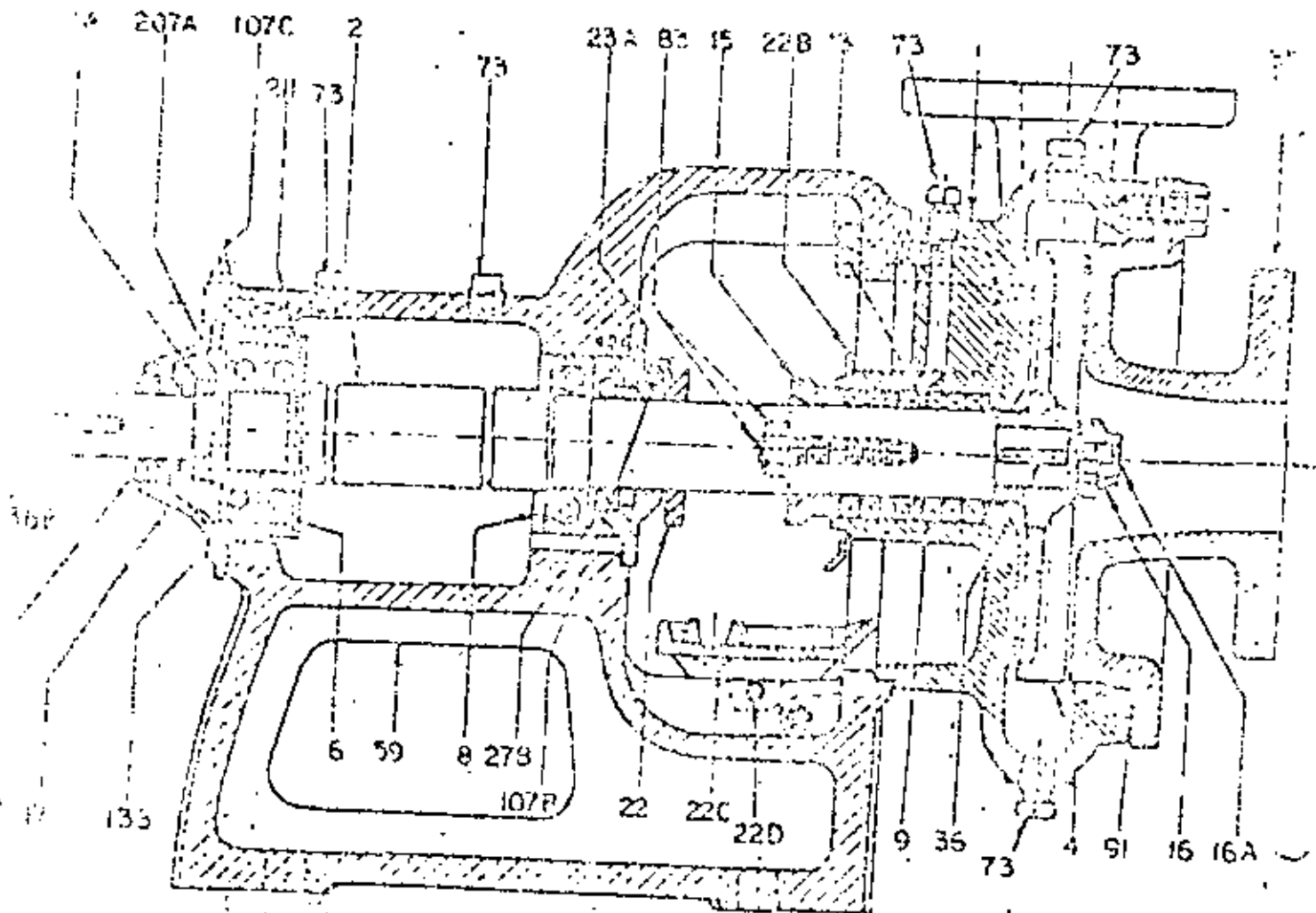
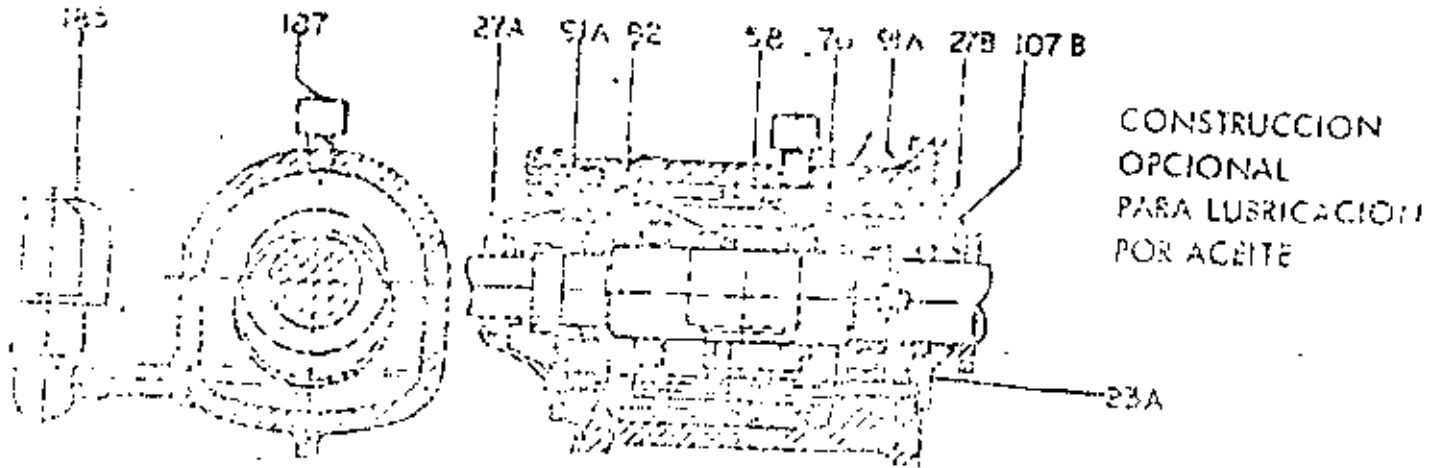


FIG. 9 BOMBA HORIZONTAL.



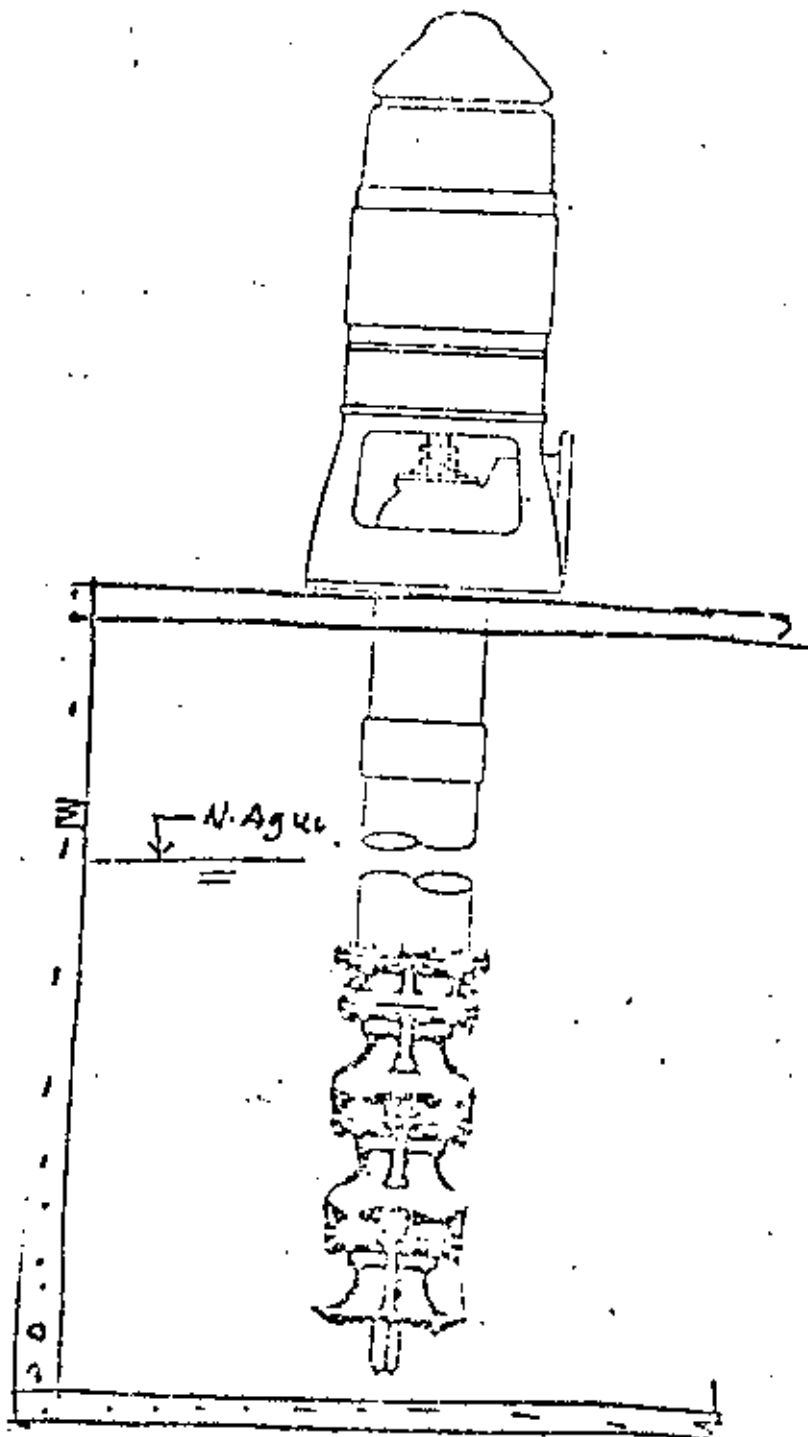


FIG. 10 BOMBA VERTICAL CARCANO HUMEDO

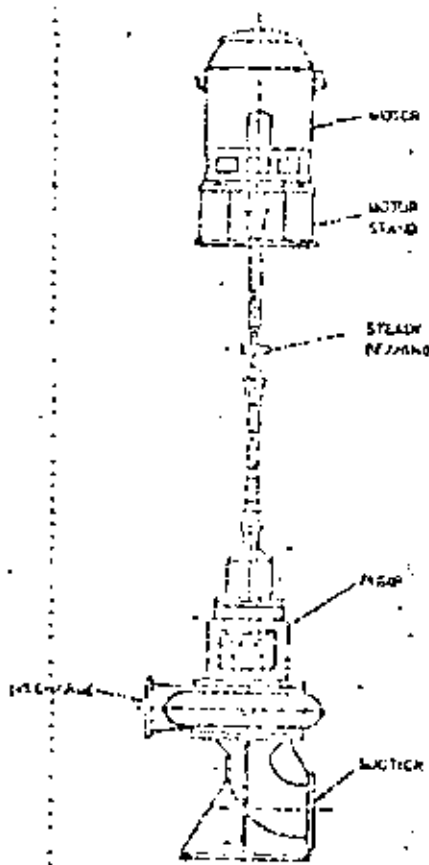


FIG. 11

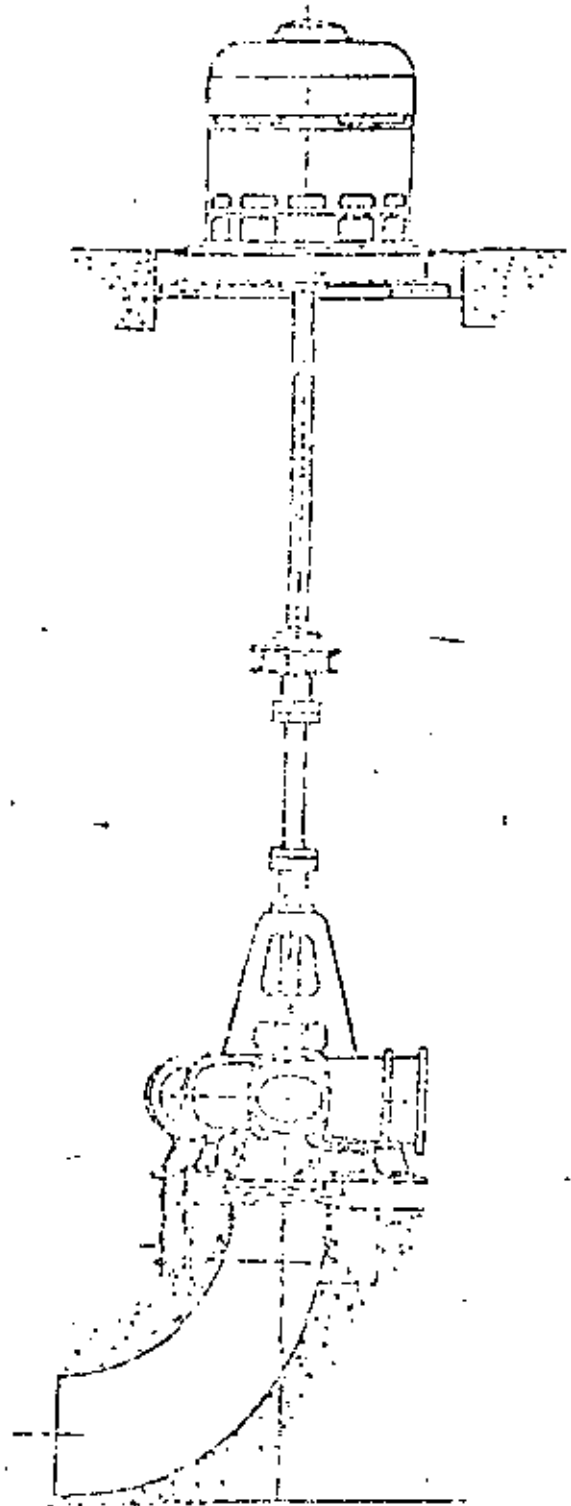


FIG. 11 BOMBA VERTICALE CARICANO SECO.

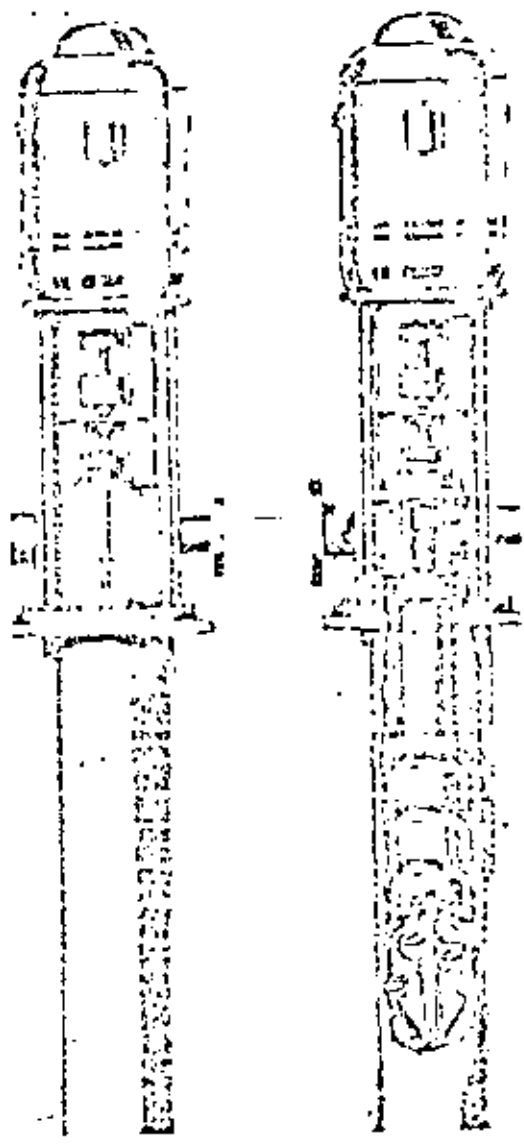
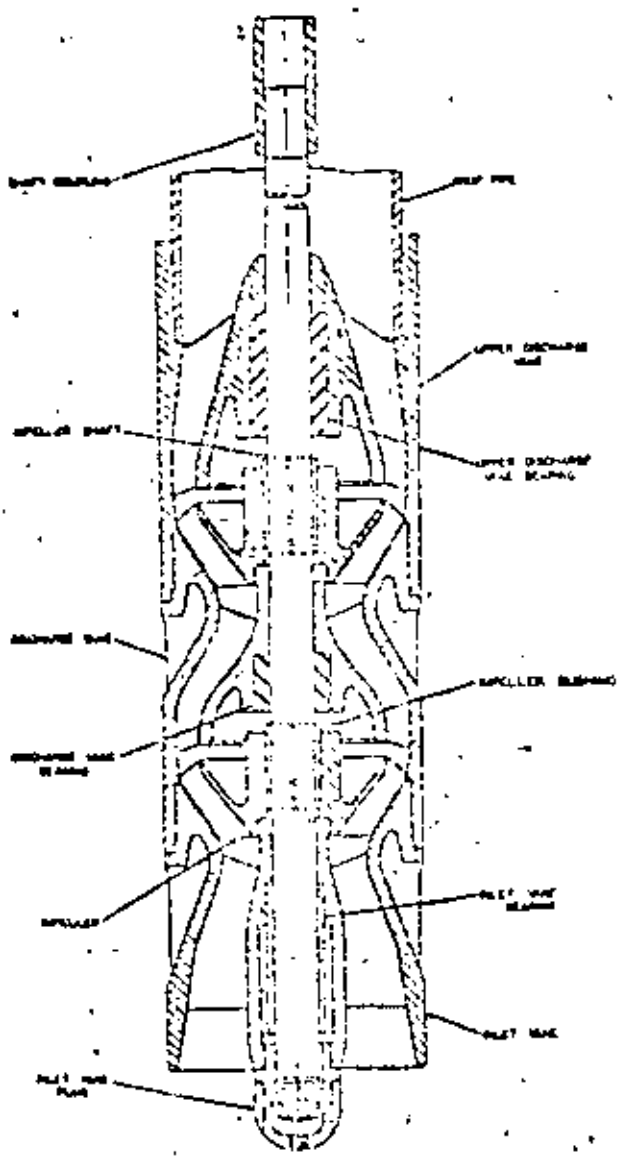
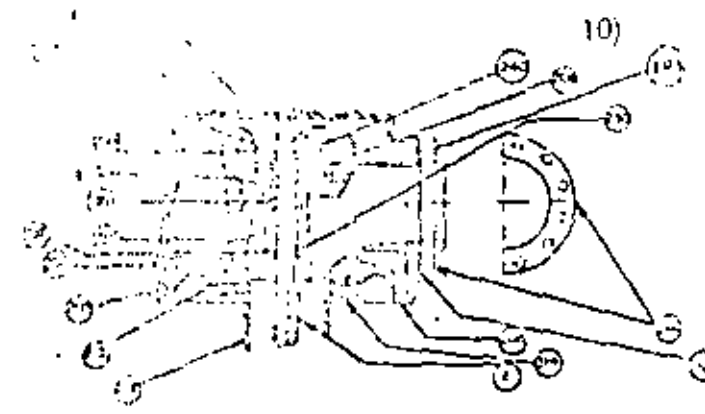
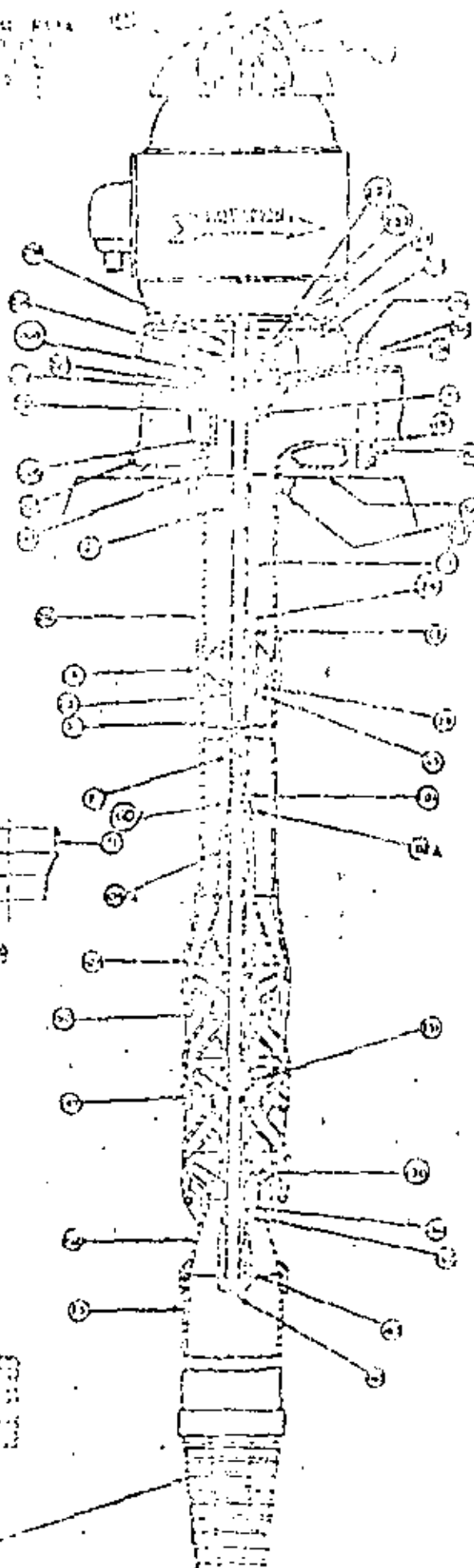


FIG. 12 BOMBA VERTICAL AUTOCONTENIDA.

1. 111 11111111 1111  
 1. 111 11111111 1111  
 1. 111 11111111 1111



**CABEZALES DE DESCARGA  
1204, 1606, 2006 Y 2412.**

**CABEZAL**

- 101 Cálculo de Descarga.
- 102 Salida de Descarga.
- 103 Tornillos brida de descarga.
- 104 Breda brida de descarga.
- 105 Tapa de protección superior.
- 106 Tapa de protección para lubricación con agua.
- 107 Tapa de protección del engranaje.
- 108 Válvulas de escape de engranes.
- 109 Tornillos de eje motor.
- 110 Tornillos eje motor.
- 111 Tapa de columna superior.
- 112 Tapa (flange) columna superior.
- 113 Tornillos (brida) de columna superior.
- 114 Tapa de caja de engranes.
- 115 Caja de engranes (conf. 237).
- 116 Tapa de tornillos de arena estopos.
- 117 Cuchillas de arena estopos.
- 118 Prensa estopos.
- 119 Junta de sellos.
- 120 Junta de engranes.
- 121 Caja de caja de engranes.
- 122 Anillo aserrador.
- 123 Cuchilla de escape.
- 124 Tornillos de ajuste.
- 125 Caja de flecha superior.
- 126 Flecha superior.
- 127 Breda de descarga.

**COLUMNA.**

- 128 Caja de reducción o ampliación.
- 129 Flecha de línea.
- 130 Cuchilla de flecha.
- 131 Caja de flecha.
- 132 Soporte de chumacera.
- 133 Chumacera de línea.
- 134 Eje de chumacera.
- 135 Eje de flecha de la chumacera.
- 136 Eje de columna.
- 137 Tapa de sección.
- 138 Cálculo.
- 139 Caja del eje de la columna.
- 140 Comp. de ampliación.
- 141 Anillo de reducción.

**CUERPO DE TAZONES.**

- 142 Cara del conector.
- 143 Caja de entrada.
- 144 Breda del cono de entrada.
- 145 Cuchilla y eje de entrada.
- 146 Tapa de tapa.
- 147 Anillo "OT".
- 148 Caja de salida.
- 149 Chumacera de conexión.
- 150 Cuchilla cono de salida.
- 151 Impulsor.
- 152 Caja de impulsor.
- 153 Flecha de impulsor.
- 154 Eje.
- 155 Tornillos para tazones.

(LISTA DE PARTES DE BOMBAS VERIFICADAS)  
 1. 111 11111111 1111  
 1. 111 11111111 1111

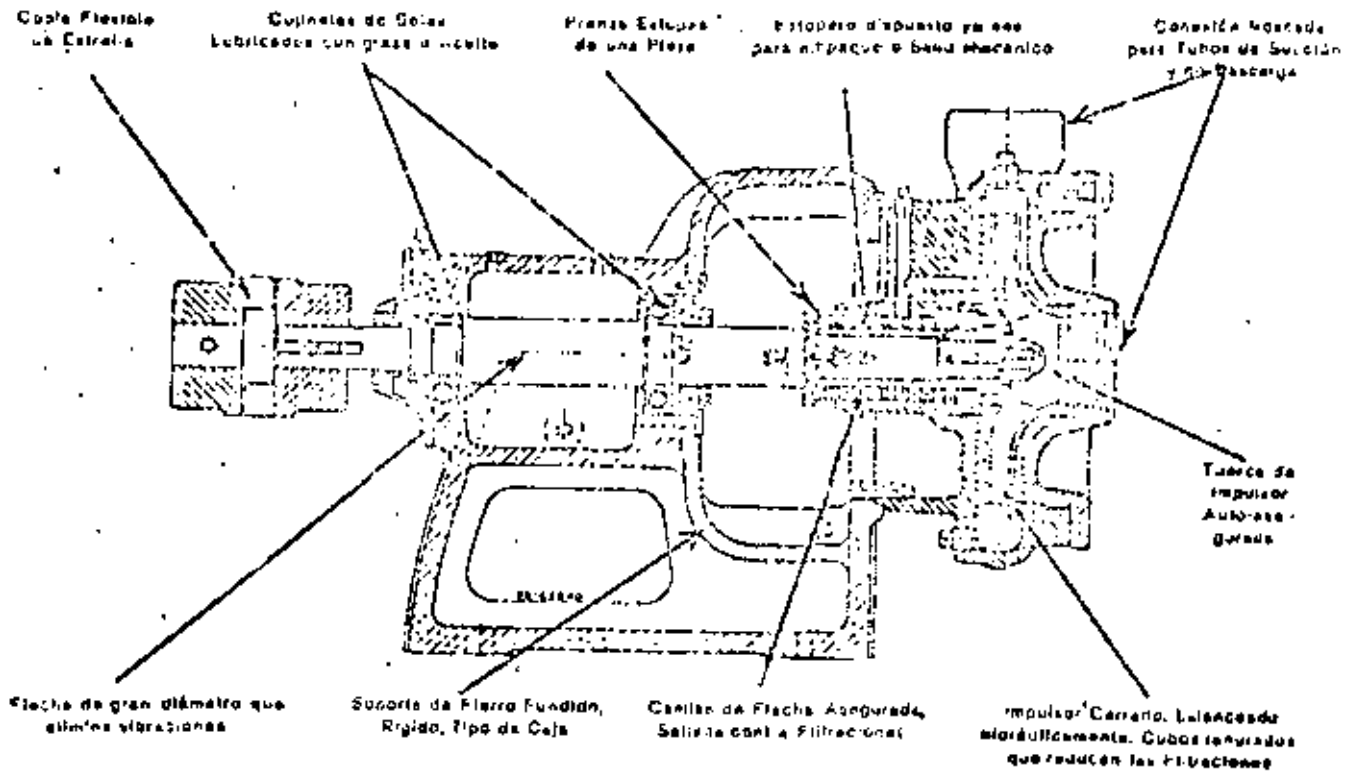


FIG. 14 BOMBA DE SUCCION SIMPLE

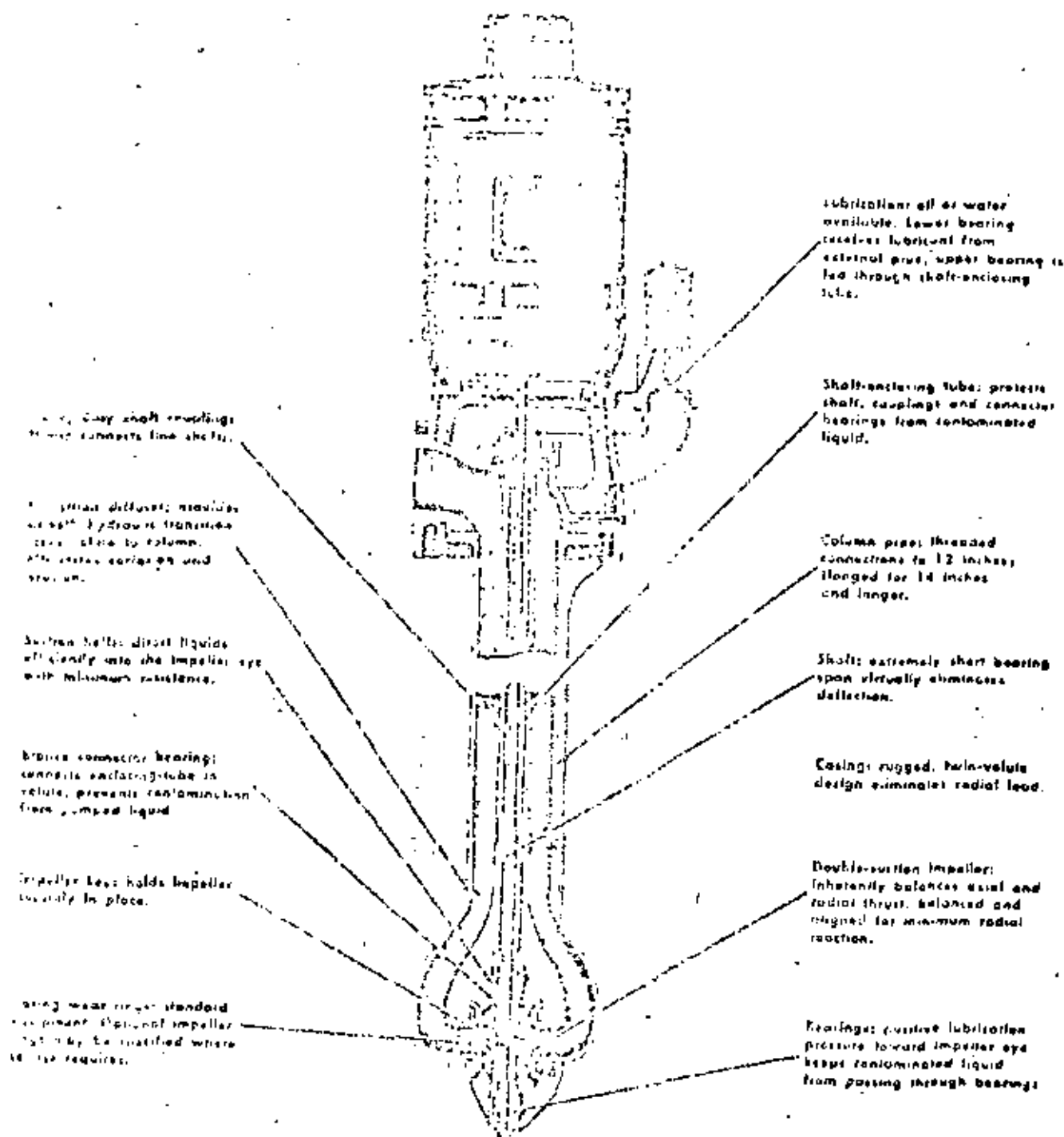


FIG. 15 BOMBA DE DOBLE-SUCCION

la energía proporcionada por una máquina motriz, como un motor eléctrico, turbina de vapor o motor de gasolina, en energía interna del líquido que se bombea. Esta energía interna del líquido se manifiesta como energía de velocidad o de presión, o como ambas a la vez.

La manera en que este cambio de energía se produce en una bomba centrífuga es única. El elemento rotativo de una bomba centrífuga, movido por la máquina motriz, se denomina impulsor y, conforme éste gira, el movimiento de rotación del impulsor origina un movimiento de rotación del líquido.

En realidad, el movimiento comunicado al líquido por el impulsor tiene dos componentes. Una tiene dirección radial, hacia afuera desde el centro del impulsor. Este movimiento lo causa la fuerza centrífuga debida a la rotación del líquido, que actúa en el sentido de alejarse del centro del impulsor en rotación.

Asimismo, al salir el líquido del impulsor, tiende a moverse en una dirección tangencial a la periferia del impulsor. Estas dos tendencias se señalan en fig. 16. La dirección exacta que el líquido tomará es el resultado de las dos direcciones, habiéndose comprobado que, en efecto, el líquido se mueve en la dirección señalada.

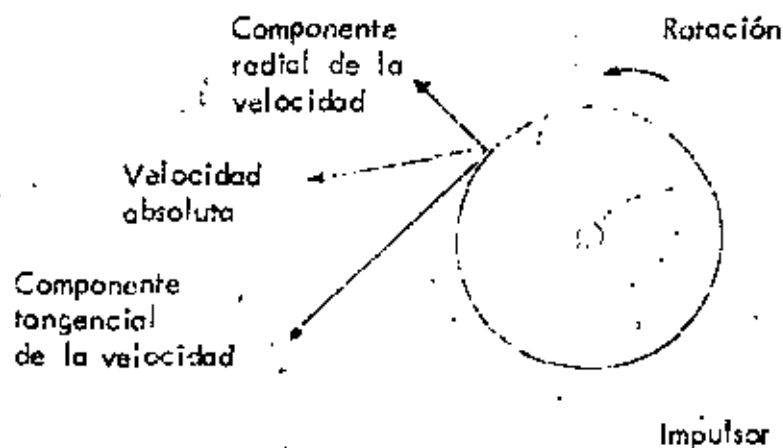


Figura 16

Hay que considerar que los movimientos mencionados implican velocidad del líquido. Y puede decirse que la cantidad de energía comunicada al líquido por el impulsor en rotación es equivalente a la carga de velocidad del líquido que se mueve.

De estos hechos se pueden hacer dos deducciones. En primer lugar se puede afirmar que cualquier factor que incremente la velocidad periférica del impulsor aumentará la energía conferida al líquido. -- Asimismo, se puede decir que un cambio en la velocidad del extremo del alabe modificará la energía comunicada al líquido, en una cantidad proporcional al cuadrado del cambio mencionado. Por ejemplo al duplicar la velocidad de rotación del impulsor, la velocidad periférica se hará el doble, lo que a su vez cuadruplicará la energía comunicada al líquido expresada como presión. De igual modo, duplicando el diámetro del impulsor, se duplica la velocidad periférica, lo que de nuevo cuadruplicaría la energía comunicada al líquido. Estos hechos se emplearán después para evaluar y predecir las condiciones de funcionamiento de una bomba determinada.

Hay que recordar que el líquido descargado desde todos los puntos de la periferia del impulsor se mueve en una dirección que generalmente es hacia el exterior del impulsor y también gira con éste. De alguna forma deberá ser recogida y dirigida al orificio de descarga de la bomba. Esta es la función de la carcasa o envolvente y está diseñada de manera que en un punto determinado, su pared esté muy próxima al diámetro exterior del impulsor. Este punto se denomina "lengua" de la envolvente. La figura 17 muestra un diseño característico de envolvente. Entre la lengua y un punto ligeramente a la izquierda (en sentido contrario a las agujas de un reloj) una cierta cantidad del líquido ha sido descargado por el impulsor, y debe girar con éste para ser finalmente descargado a través de la salida de la bomba. Lo mismo ocurre con el líquido adicional que es descargado por el impulsor conforme progresamos alrededor de la envolvente, que también debe girar con el impulsor y ser descargado a través de la salida de la bomba. Al desplazarse alrededor del impulsor, se acumula más y más líquido que debe ser conducido alrededor del impulsor, entre la pared de la envolvente y el borde externo de aquel. Ya que la cantidad de líquido va aumentando y se quiere mantener la velocidad aproximadamente constante, a pesar de esto se debe incrementar paulatinamente el área disponible entre el borde del impulsor y la pared de la envolvente. A esto se debe que tengamos una sección gradualmente creciente desde la lengua de la envolvente, hasta el comienzo del cono de impulsión (fig. 17).

En el punto inmediatamente delante de la lengua se ha acumulado todo el líquido descargado por el impulsor para conducirlo a la tubería de descarga. Sin embargo, en la mayoría de los casos, este líquido posee una velocidad superior a la que es conveniente para manejarlo, ya que una alta velocidad produce pérdidas por rozamiento -- altas en la tubería de descarga. Por tanto, generalmente, se reduce la velocidad en el cono de descarga, que es la salida final de la bom



ba. Esta velocidad se disminuye incrementando la sección de la corriente, pues al aumentar esta decrece la velocidad (fig. 17).

En una bomba centrífuga el impulsor está provisto de álabes que sirven para conducir el líquido. Además, el impulsor tiene una anchura axial, según la capacidad que haya de manejar. Con el ancho del impulsor se incrementa el gasto que maneja.

Se puede entonces decir que una bomba centrífuga está equipada de un miembro rotativo o impulsor que comunica una velocidad al líquido. Esta velocidad representa, en realidad, la energía que se añade al mismo. La envolvente de la bomba sirve para recoger el líquido y conducirlo a la descarga de la bomba. También sirve para alojar el impulsor. Una parte de la conducción de descarga de la envolvente actúa también como difusor para transformar parte de la energía debida a la alta velocidad, en energía de relativamente baja velocidad, aumentando la energía de presión.

La sección aumenta constantemente.

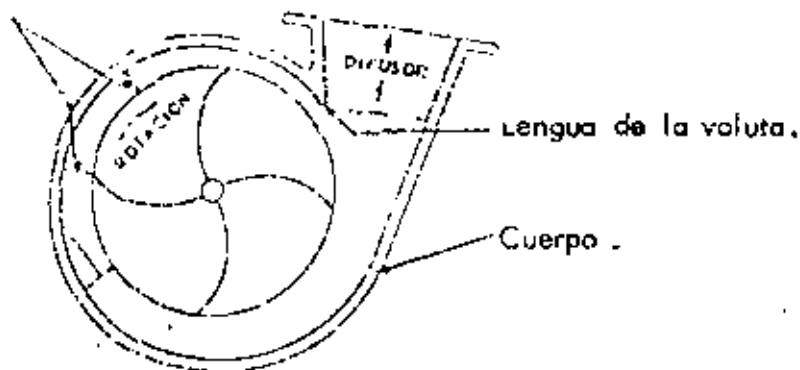


Figura 17

#### 1.4 Ecuación básica de Euler

Los principios generales del flujo en una máquina hidráulica fueron analizados primeramente por Euler. Como consecuencia de la curvatura de los álabes, el agua pasa a través del espacio entre ellos y se desvía de su dirección original por efecto de la fuerza que el álabe ejerce sobre el líquido. La componente de esta fuerza en la dirección del único movimiento posible (o sea la componente tangencial, será la única que se considere para calcular la potencia de la bomba. Las componentes de la fuerza y de la velocidad en la dirección paralela a la

flecha (fig. 16), no se toman en cuenta ya que no afectan al movimiento.

La velocidad absoluta  $V$  estará compuesta por la velocidad  $v$  relativo al impulsor y la velocidad radial  $u$  del propio impulsor. A la entrada al impulsor la velocidad absoluta  $V_1$  es la suma vectorial de  $v_1$  y  $u_1$ ; a la salida,  $V_2$  es la suma vectorial de  $v_2$  y  $u_2$ . La dirección de  $v$  es siempre alejándose de la flecha y tangencial a la superficie de los álabes a la entrada y a la salida del impulsor. La velocidad instantánea  $u$  de cualquier punto del impulsor es necesariamente tangencial a la trayectoria circular que describe mientras gira.

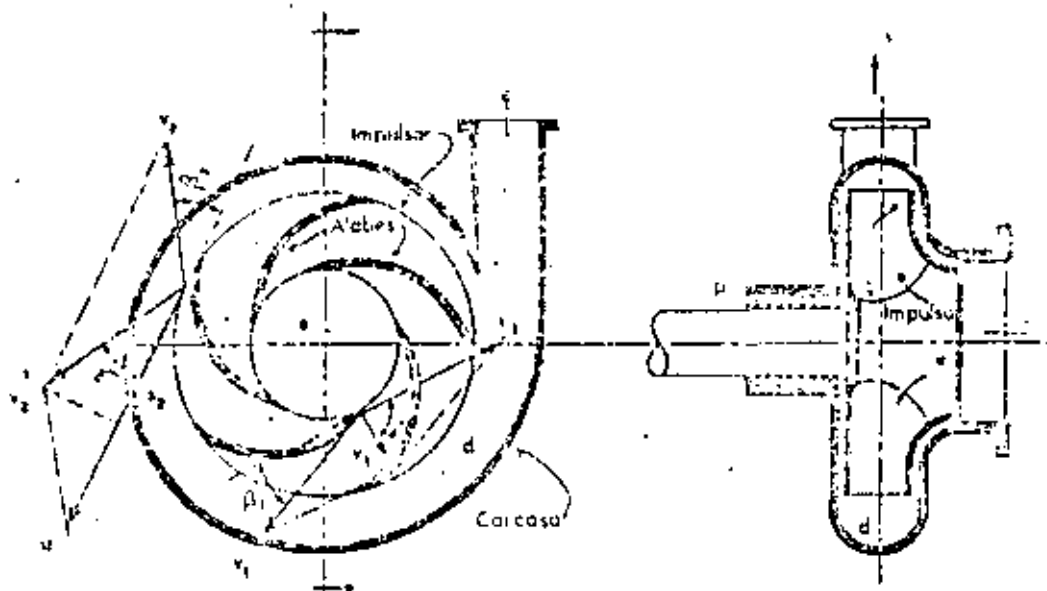


Fig. 18 Versión simplificada de un tipo comercial de bomba centrífuga.

En cada punto sobre un álabe, el flujo se produce con velocidad absoluta  $V$  y sobre cada elemento diferencial de gasto  $dQ$ , que se mueva sobre una línea de corriente, el álabe ejerce una fuerza o impulso de magnitud  $V dQ/g$ . La componente tangencial de esta fuerza vale  $V \cos \alpha dQ/g$  y su momento con respecto al centro de rotación es  $r V \cos \alpha dQ/g$ .

De esta manera, el par motor que el impulsor ejerce sobre el líquido será entonces:

$$T = \int_1^2 \frac{dQ}{g} r V \cos \alpha dQ$$

y al integrar se obtiene:

$$T = \frac{\gamma Q}{g} (r_2 V_2 \cos \alpha_2 - r_1 V_1 \cos \alpha_1) \quad (1)$$

La potencia con que el impulsor alimenta al líquido se mide por el par motor  $T$  aplicado a la flecha y su velocidad angular de rotación  $\omega$ , y vale

$$P_t = T \omega \quad (2)$$

De esta manera, la potencia teórica que el impulsor imprime al líquido es:

$$P_t = \frac{\gamma Q}{g} \omega (r_2 V_2 \cos \alpha_2 - r_1 V_1 \cos \alpha_1) \quad (3)$$

Además, si la potencia real obtenida en la brida de descarga de la bomba vale

$$P_r = \gamma Q H \quad (4)$$

en que  $H$  es la carga dinámica (o energía en kg m/kg) en la sección de descarga de la bomba. Se define como eficiencia de la bomba la relación entre la potencia real y la teórica:

$$\eta = \frac{P_r}{P_t} = \frac{\gamma Q H}{\frac{\gamma Q}{g} \omega (r_2 V_2 \cos \alpha_2 - r_1 V_1 \cos \alpha_1)} \quad (5)$$

De esta manera, tomando en cuenta a las ecs. (3) y (5) y substituyendo a la velocidad radial  $u = \omega r$ , la carga  $H$  de bombeo será:

$$H = \frac{\eta (u_2 V_2 \cos \alpha_2 - u_1 V_1 \cos \alpha_1)}{g} \quad (6)$$

### 1.5 Pérdidas y eficiencia

Una bomba no es completamente eficiente debido a las inevitables pérdidas de energía, las cuales pueden ser clasificadas como sigue:

- a) Pérdidas mecánicas, que incluyen la fricción en la cámara, la fricción del disco o arrastre entre el impulsor y la carcasa ocasionada por la viscosidad del agua.

b) Pérdidas por recirculación debidas a la potencia consumida en el paso inevitable de parte mínima del gasto de la zona de alta presión en el lado de la descarga del impulsor (a través de los espacios libres entre el impulsor y la carcasa) hacia la zona de baja presión en el centro del impulsor.

c) Pérdidas hidráulicas que incluyen: 1) fricción por escurrimiento del líquido a través de los espacios libres del impulsor, - 2) fricción del líquido con la carcasa, 3) pérdidas por impacto a la entrada y salida del impulsor debidas al cambio brusco de velocidad o condiciones de escurrimiento de esos puntos.

Si  $\eta_m$  es la eficiencia mecánica,  $\eta_r$  la eficiencia de recirculación y  $\eta_n$  la eficiencia hidráulica, la eficiencia total de la bomba será:

$$\eta = \eta_m \times \eta_r \times \eta_n \quad (7)$$

Los valores normales de estas eficiencias son como sigue: de 0.95 a 0.98 para  $\eta_m$ , de 0.98 a 0.995 para  $\eta_r$  y de 0.90 a 0.96 para  $\eta_n$ .

### 1.6 Curvas características

La parte más importante en el análisis de las bombas centrífugas la constituye el uso de las curvas características.

Cualquier bomba centrífuga tiene, para determinada velocidad y diámetro de impulsor, una curva característica que indica la relación entre la carga real desarrollada por la bomba y el caudal a través de la misma.

A partir de la ecuación de Euler es factible determinar la forma que tienen las curvas características de una bomba. En efecto, para una eficiencia óptima de la máquina ( $\eta = 1$ ); en la ec. (5) H será máxima si el término  $u_1 V_1 \cos \alpha_1 = 0$ ; esto es, cuando el impulsor sea diseñado de tal manera que el agua entre en dirección radial, lo cual en general se cumple. De esta manera resulta que

$$H = \frac{u_2 V_2 \cos \alpha_2}{g} \quad (8)$$

siendo además:

$$V_2 \cos \alpha_2 = u_2 + v_2 \cos \beta_2$$

y que  $v_2 = \frac{Q}{A}$

donde  $A$  es el área de paso del agua através del impulsor, la ec. (8) resulta entonces

$$H = \frac{u_2^2}{g} + \frac{u_2^2}{g} \cos \beta_2 Q$$

Si se denomina:

$$C_1 = \frac{u_2^2}{g}$$

$$C_2 = \frac{u_2^2}{Ag} \cos \beta_2$$

se pueda escribir que

$$H = C_1 + C_2 Q \quad (9)$$

Para una velocidad de rotación constante, el coeficiente  $C_1$  es también constante y  $C_2$  dependerá únicamente del valor del  $\cos \beta_2$  y la ec. (9) será la ecuación de una recta, cuya pendiente  $C_2$  depende del diseño del ábete a la salida, existiendo una ley lineal entre  $H$  y  $Q$ .

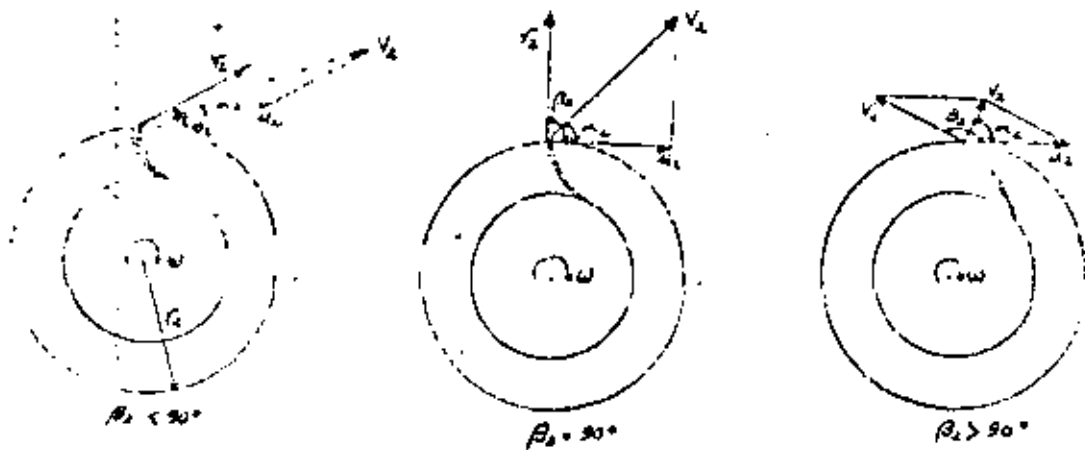


Figura 19.

Se pueden presentar tres casos (fig. 19)

Caso 1.  $\beta_2 > 90^\circ$ ;  $\cos \beta_2 < 0$ ;  $C_2 < 0$ ; pendiente negativa.

Caso 2.  $\beta_2 = 90^\circ$ ;  $\cos \beta_2 = 0$ ;  $C_2 = 0$ ; pendiente cero

Caso 3.  $\beta_2 < 90^\circ$ ;  $\cos \beta_2 > 0$ ;  $C_2 > 0$ ; pendiente positiva.

La representación gráfica de los tres casos se presenta en la figura 20 a, así como las curvas reales resultantes en la práctica.

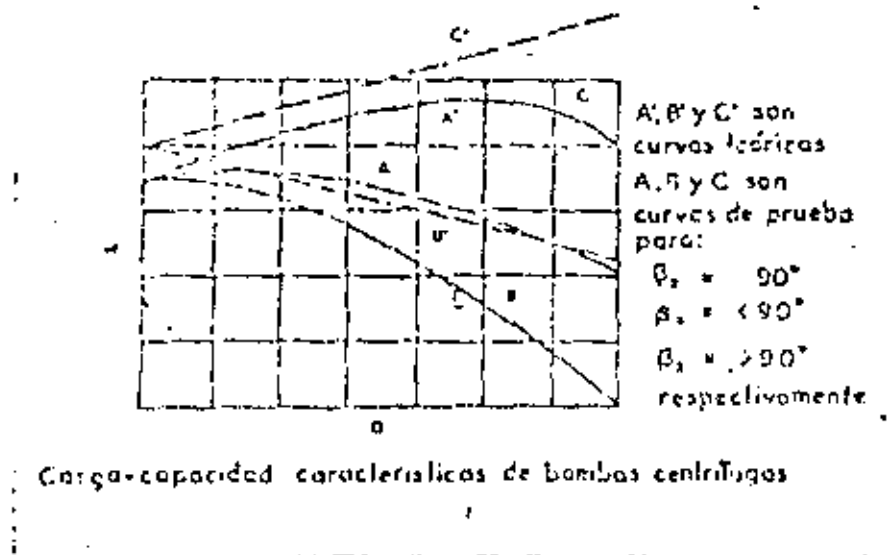


Fig. 20. Curvas características de una bomba centrífuga.

Si se considera que la potencia es proporcional a  $Q H$ , la que es suministrada por la bomba sería entonces:

$$P = C_2 Q + C_3 Q^2$$

Esto significa que las curvas potencia-gasto son parabólicas y de acuerdo con el valor de  $\beta_2$ , adoptan las formas mostradas en la figura 20 b. para una velocidad angular de rotación constante. Se observa que si  $\beta_2 = 90^\circ$ , la potencia absorbida se limita a un máximo.

Las curvas características reales de las bombas difieren ligeramente de los teóricas antes obtenidas. Las curvas características totales de una bomba son gráficos que muestran el comportamiento de las bombas

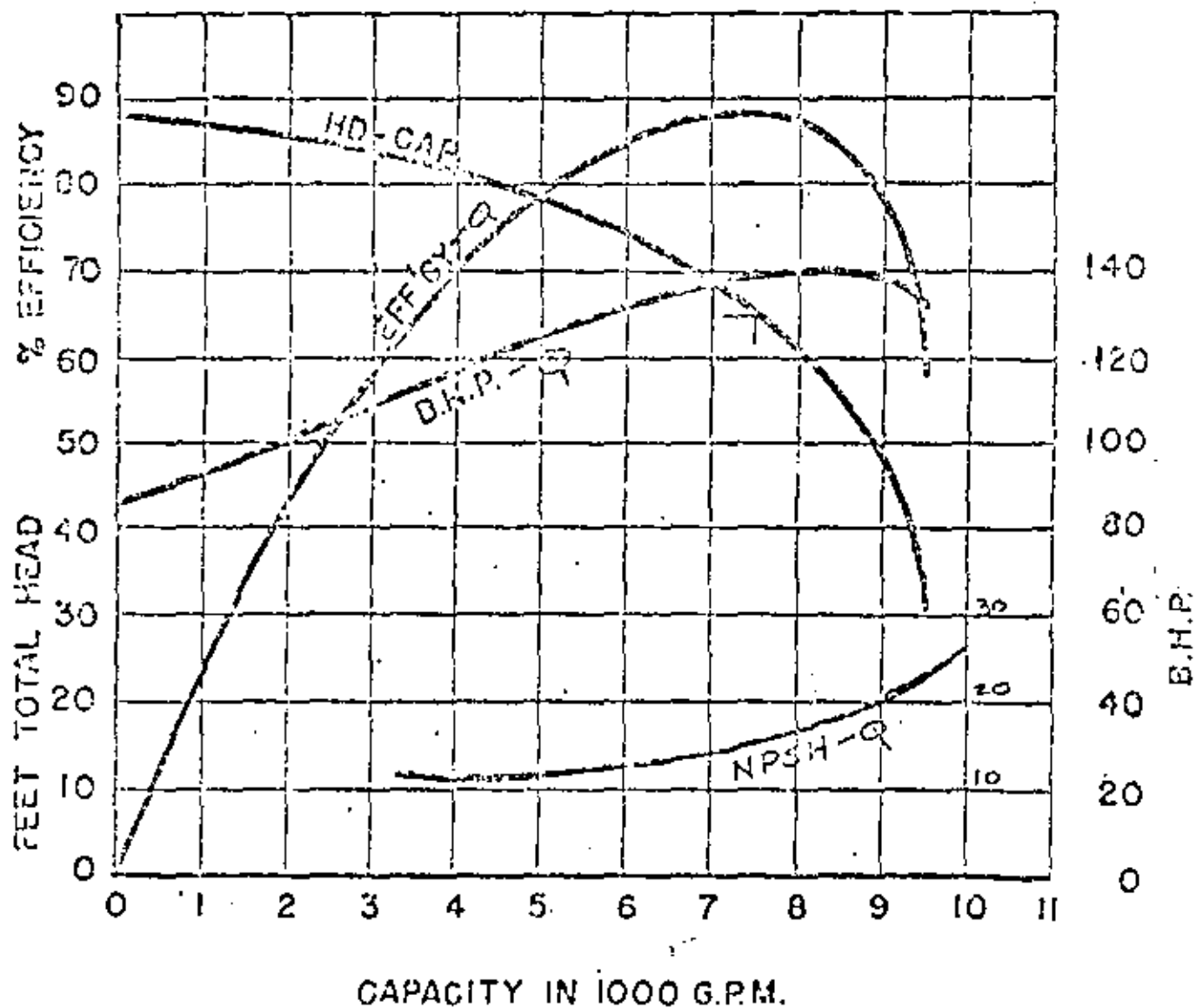


FIG. 21

REPRESENTACION GRAFICA DE LAS CARACTERISTICAS DE UNA BOMBA CENTRIFUGA.

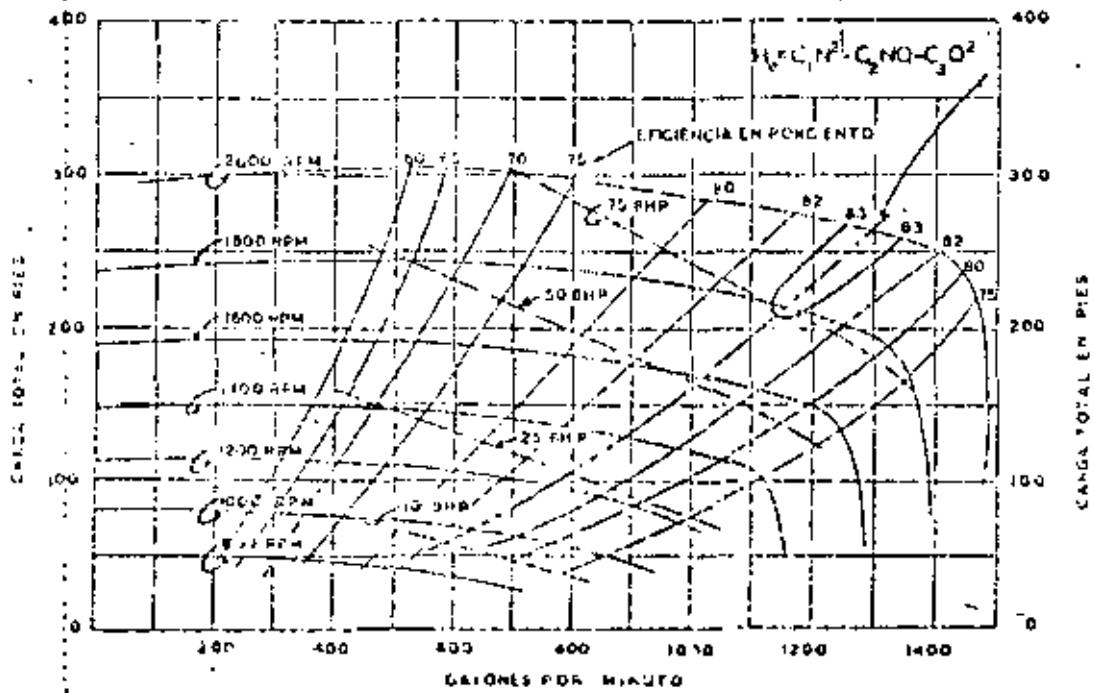


Fig. 22 Curvas características de una bomba centrífuga.

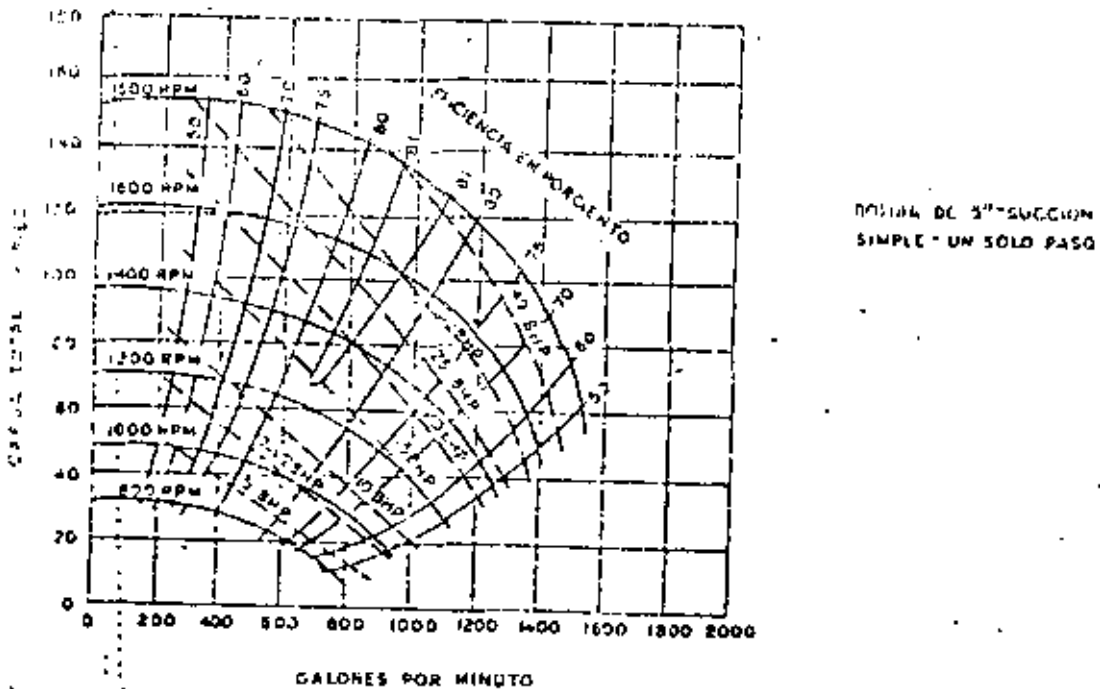
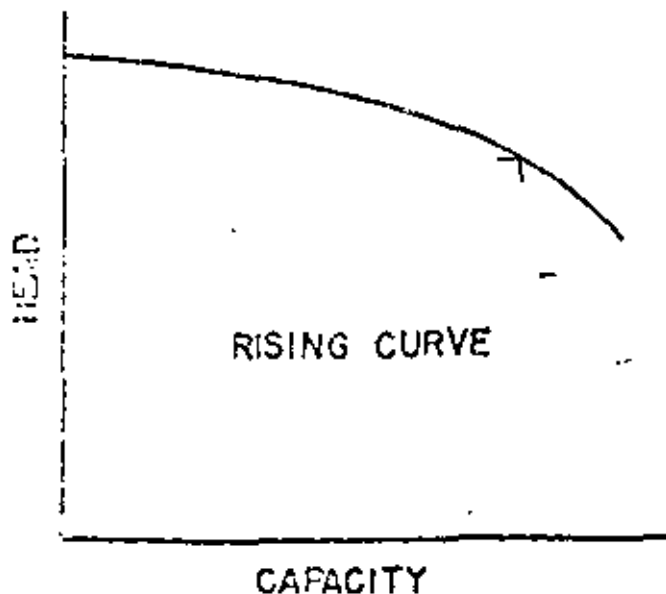


Fig. 23 Curvas características de una bomba centrífuga.

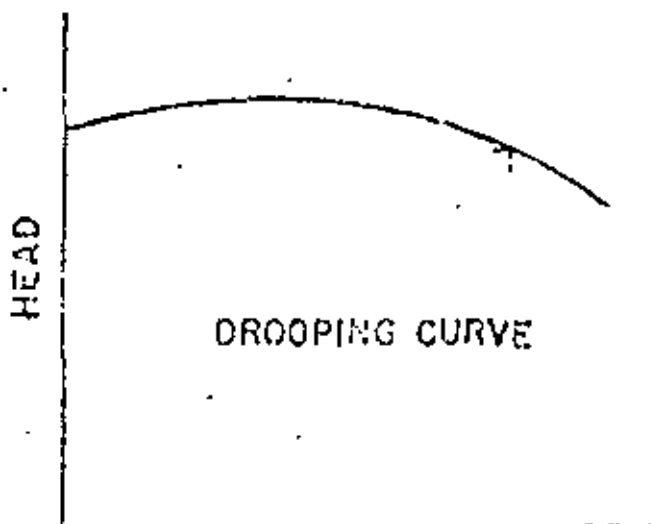




RISING CURVE

CAPACITY

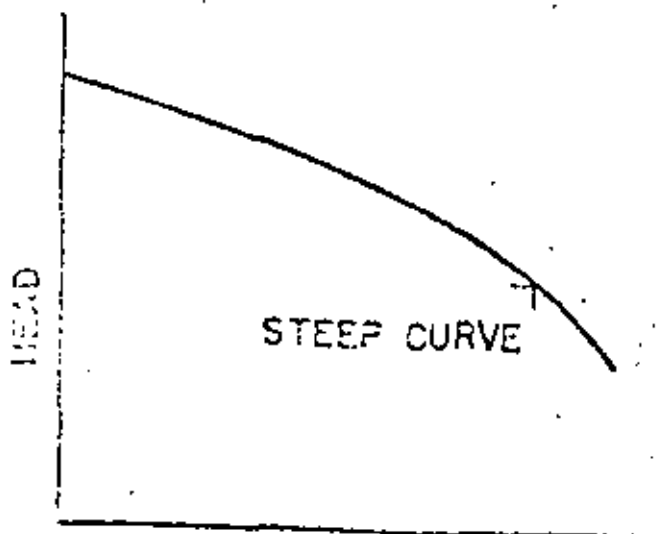
FIG. 24 CURVA CARGA -CAPACIDAD CRECIENTE



DROOPING CURVE

CAPACITY

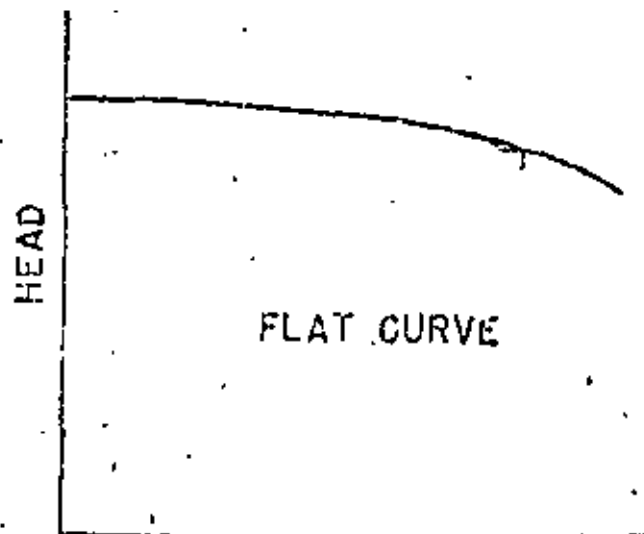
FIG. 25 CURVA CARGA-CAPACIDAD CON EL MAXIMO EN LA CARGA.



STEEP CURVE

CAPACITY

FIG. 26 CURVA CARGA-CAPACIDAD MUY CRECIENTE



FLAT CURVE

CAPACITY

FIG. 27 CURVA CARGA-CAPACIDAD PLANA

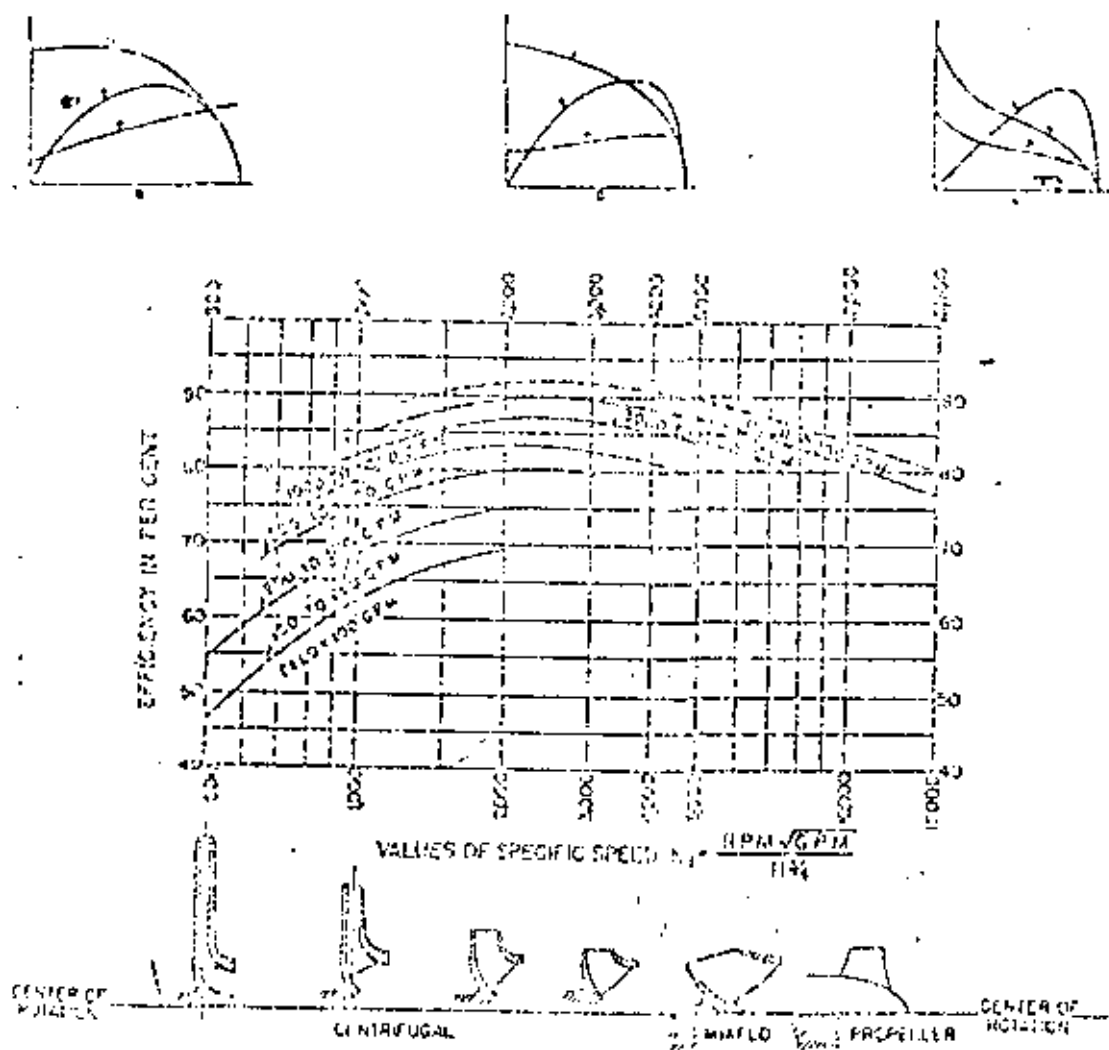


FIG. 28 RELACION ENTRE VALORES DE  $(N_s)$  y TIPOS DE BOMBAS.

bajo condiciones variables, que muestran sus limitaciones y posibilidades y que se obtienen a partir de pruebas en laboratorio o de campo. Es común que se presenten las siguientes curvas:

Carga (H) - caudal (Q)

Potencia requerida al freno (BHP) - caudal (Q)

Eficiencia ( $\eta$ ) - caudal (Q)

Carga neta positiva de succión requerida (NPSH) - caudal (Q)

Todas estas curvas se presentan normalmente usando siempre el eje horizontal para el caudal Q y el vertical, con diferentes escalas, para las restantes variables. Además corresponden a una velocidad de rotación y a un diámetro de impulsor constante, tal como se muestra en la figura 21. Sin embargo, resulta también muy conveniente presentar el comportamiento de la bomba para diferentes velocidades de rotación, tal como se presenta en la figura 22 que muestra curvas para una bomba de un solo paso y doble succión, en la cual se ha trazado una línea discontinua a través de los puntos de máxima eficiencia.

En el caso de que la bomba sea accionada por un motor eléctrico de inducción a 60 ciclos, la velocidad de rotación depende del número de polos del motor que se use de acuerdo como sigue:

2 polos	3550 rpm
4 polos	1750 rpm
6 polos	1150 rpm
8 polos	850 rpm

Motores de mayor número de polos son de fabricación especial y generalmente se hacen sobre pedido.

La figura 23 presenta las curvas para bomba de succión simple y un solo paso del mismo tamaño y capacidad. Se observa que la curva de la figura 22 presenta una curva relativamente "plana", esto es la carga permanece aproximadamente constante para límites amplios del gasto, una característica deseable para muchos tipos de servicio. Por el contrario, la curva de la figura 23 muestra una característica relativamente "inclinada", para la cual, varía la carga más rápidamente con las variaciones del caudal, lo cual puede ser también deseable para cierto tipo de aplicaciones. Ambos tipos de curvas se pueden obtener lo mismo con una bomba de succión simple, o bien doble.

De acuerdo con estos ideas y dependiendo de las características de diseño del impulsor, las curvas características se clasifican en cuatro tipos:

a) Curva carga-caudal creciente.

Se caracteriza por tener una carga a gasto cero (válvula cerrada) del 110 al 120 por ciento de la carga correspondiente al punto de máxima eficiencia, tal como se muestra en la figura 24. La curva es estable y tiene un buen funcionamiento en sistemas de bombeo con unidades en paralelo.

b) Curva carga-caudal con un máximo en la carga.

A válvula cerrada, la carga es menor que la correspondiente a determinados caudales (fig. 25). Es inestable cerca de la carga máxima, pero estable para puntos con cargas menores a la de válvula cerrada.

c) Curva carga-caudal muy creciente.

A válvula cerrada, la carga es 140 - 150 por ciento de la correspondiente a máxima eficiencia (fig. 26). El funcionamiento es muy estable sobre todo en sistemas de bombeo con unidades operando en paralelo, ya que se retiene poca variación en el caudal  $Q$  para grandes incrementos en la carga.

d) Curva carga-caudal plana.

A válvula cerrada, la carga tiene valores muy próximos a la correspondiente al punto de máxima eficiencia (fig. 27). El funcionamiento es inestable, pero adecuada cuando se requieren grandes variaciones del caudal con diferenciales mínimos de carga.

El grado de inclinación de la curva característica es algunas veces un factor muy importante en la selección de bombas, cuando estas son utilizadas en múltiple. Bombas en paralelo que envían caudal al mismo cabezal colector de la descarga pueden "robarse" entre sí bajo ciertas circunstancias; para pequeñas variaciones en la carga podría significar cambios considerables en los caudales de descarga individuales. Esta tendencia es menor cuando las bombas tienen características más inclinadas. El grado de inclinación para una curva característica se establece algunas veces como la relación de la carga al 50% de la capacidad nominal y la carga al 95%, lo que proporciona una medida de comparación suficientemente útil, aún cuando sea arbitraria.

Curvas características como las anteriores se obtienen de los fabricantes y pueden ser reproducidas por el consumidor con pruebas en la unidad instalada para verificar la eficiencia garantizada. Sin em-

bargo, es de esperarse que las bombas individuales varíen ligeramente de una unidad a otra, aunque exteriormente sean idénticas. El Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos de Norteamérica (Hydraulic Institute), que es una asociación de fabricantes de bombas de alta calidad, recomienda curvas basadas en alturas de succión de 4.5 m. Si las condiciones de instalación resultan en alturas de succión mayores o menores, las curvas de pruebas de los fabricantes pueden diferir un poco.

Las curvas características son uno de los elementos esenciales en la selección de una bomba para un determinado sistema de bombeo, además de la aplicación que debe hacerse de la velocidad específica. Por ejemplo, si se requiere una bomba para aforar un pozo, es necesario conocer las características de dicho pozo, así como las propiedades geohidrológicas donde se ha perforado. En otras palabras, si el pozo está localizado en la península de Yucatán, requiere una bomba de curva característica diferente a la del equipo que requiere el pozo localizado en Zacatecas. Para Yucatán convendrá usar una bomba cuya curva sea plana o poco creciente, mientras que para Zacatecas necesariamente será del tipo muy creciente.

### 1.7 Homología de las bombas centrífugas.

El fabricante puede economizar en modelos y en otros gastos -- ajustando una bomba de un diseño y tamaño determinados con tamaños de impulsor alternados, que varíen ligeramente de diámetro, logrando de esta manera que una misma unidad sirva para fluctuaciones más amplias de la relación carga-gasto. Esto puede lograrse sin alterar mayormente la eficiencia.

El fabricante también puede producir cierto tipo de bomba, bien diseñada, en una serie de tamaños donde las dimensiones interiores guarden una cierta proporción de escala o de homología (similitud). Estas bombas son por lo tanto geométricamente semejantes y algunas veces se les llama unidades homólogas. Sus eficiencias serán muy parecidas si se operan en condiciones homólogas, a velocidades y caudales tales que la relación  $v_2/v_1\sqrt{2}$  se mantenga constante.

Cuando se operan las bombas homólogas de esta manera, es posible clasificar toda la serie basándose en las pruebas realizadas en un solo tamaño o en un pequeño número de tamaños típicos.

Para que una bomba opere a máxima eficiencia, necesariamente sus pérdidas hidráulicas deben ser mínimas. Esto se cumple cuando la velocidad absoluta del agua a la salida del impulsor a la carcasa son --

pérdidas pequeñas.

Si se observa la fig. 18, se puede apreciar que la velocidad absoluta ( $V_2$ ) del agua a la salida del impulsor puede variar en magnitud y dirección con los valores de la velocidad relativa ( $v_2$ ) y de la velocidad periférica ( $u_2$ ) del impulsor. Por lo tanto, en una bomba eficiente deberá mantenerse constante la dirección de  $V_2$  independientemente de  $v_2$  y  $u_2$ . En otras palabras, un cambio de  $u_2$  deba ir acompañado por un cambio en  $v_2$  de tal suerte que el diagrama de vectores se mantenga geoméricamente semejante para todas las velocidades absolutas. Cuando esto se cumple se dice que hay homología en las bombas.

Para dos bombas homólogas se debe cumplir que

$$\frac{v}{u} = \text{const} \quad (10)$$

$$\frac{V}{u} = \text{const} \quad (11)$$

Siendo la velocidad tangencial  $u$  proporcional a  $N$  (velocidad angular en rpm) y a  $D$ , de la ec. (10) se puede escribir que:

$$v \sim N D \quad (12)$$

Además, siendo  $Q = A v$ ; donde  $A$  es el área de paso entre los álabes, que es proporcional a  $D^2$ , resulta entonces:

$$Q \sim N D^3 \quad (13)$$

O bien, en bombas homólogas se cumplirá que:

$$\frac{Q}{N D^3} = \text{const.} \quad (14)$$

Por otra parte, substituyendo las ecs. (10) y (11) en la ec. (5) y también a (12) en el resultado, se deduce que

$$H \sim n^2 D^2 \quad (15)$$

o bien, se cumplirá que

$$\frac{H}{n^2 D^2} = \text{const.} \quad (16)$$

Por otra parte, substituyendo las ecs. (13) y (15) en la ec. (4) resulta también que

$$P \sim N^3 D^5 \quad (17)$$

o bien que:

$$\frac{P}{N^3 D^5} = \text{const.} \quad (18)$$

Las ecs. (14), (16) y (18) son las básicas para la homología en las bombas.

Cuando se desea encontrar las relaciones básicas para una bomba que operará con diferentes diámetros del impulsor, pero la velocidad de rotación constante, de las ecs. (14), (16) y (18) resulta que  $Q$  será proporcional con  $D^3$ ,  $H$  con  $D^2$  y  $P$  con  $D^5$ .

Por el contrario, si se mantiene constante el diámetro del impulsor y varía la velocidad de rotación, se tendrá que  $Q$  es proporcional con  $N$ ,  $H$  con  $N^2$  y  $P$  con  $N^3$ .

### 1.8 Velocidad específica.

Una aplicación importante de la homología entre bombas la constituye el concepto de velocidad específica, de gran trascendencia en la selección de las bombas.

En el conjunto de curvas características mostrado en la figura 22 se puede determinar un punto de operación de la bomba para el cual opera con la máxima eficiencia. Los valores de la carga  $H$ , gasto  $Q$  y velocidad angular  $N$  que corresponden a dicho punto se les conocen como valores nominales (o normales) de operación. La combinación de estas variables en un parámetro permite determinar la llamada velocidad específica de la bomba. Dicho parámetro puede obtenerse eliminando a  $D$  de las ecs. (14) y (16) y haciendo que la constante de proporcionalidad que resulte sea la llamada velocidad específica. Esto es: que:

$$N_s = \frac{N Q}{H^{3/4}} \quad (19)$$

El valor de este parámetro corresponde a aquel para el cual fué diseñada la bomba y su operación para las mismas condiciones de velo

alidad específica corresponde a las de máxima eficiencia y por consiguiente consume la menor cantidad de energía posible. Fuera de ese rango, la bomba opera pero su eficiencia será siempre inferior a la del punto nominal de operación.

Para bombas de tamaño pequeño o mediano se acostumbra expresar el gasto en galones por minuto (gpm), mientras que para bombas muy grandes el gasto se expresa con frecuencia en pies cúbicos por segundo. Además la carga se expresa en pies y la velocidad de rotación en revoluciones por minuto. Esto vale inclusive para México en que a pesar de usarse el sistema métrico, es común manejar el sistema inglés para los cálculos relativos a bombas. Esto provoca alguna confusión en el valor numérico de  $N_s$ , a menos que se fijen con claridad las unidades escogidas. En estas notas  $N_s$  será calculada siempre en sistema inglés y  $Q$  expresado en gpm para la misma.

Debido a que la eficiencia máxima implica una cierta forma del diagrama de vectores formada por  $v_2$ ,  $u_2$  y  $V_2$ , que se mantiene constante cuando se opera en condiciones homológicas, el término velocidad específica implica a su vez la correlación apropiada entre  $N$ ,  $Q$  y  $H$  para operación máxima de eficiencia, independientemente del tamaño de la bomba o de los valores absolutos de  $N$ ,  $Q$  o  $H$ . En otras palabras, la velocidad específica es un índice del tipo de impulsor con los detalles de la bomba que le son accesorios. La figura 28 muestra la variación entre los valores de  $N_s$  y los diferentes tipos de bombas.

La velocidad específica se calcula siempre para una unidad de masa sola succión y de un solo paso. Una bomba de doble succión es aquella que tiene dos impulsores de una succión misma espalda con espalda y el valor de  $N_s$  es el calculado para cada mitad del impulsor, cada una entregando la mitad del gasto total del doble impulsor. Para una unidad de dos pasos (dos impulsores en la misma flecha, en serie) a cada impulsor se le acredita el manejo del gasto total, pero desarrollando la mitad de la carga total. De esta manera  $N_s$  se puede calcular fácilmente para diferentes arreglos de impulsores, como se indica o continuación, de acuerdo con el tipo de unidad de bombeo.



Succión	Número de impulsores	Número de pasos	$N_s$ (Q y H corresponden al valor total)
Individual	1	1	$N Q^{1/2} H^{3/4}$
Individual	n	1	$N (Q/n)^{1/2} H^{3/4}$
Individual	n	n	$N Q^{1/2} (H/n)^{3/4}$
Doble	1	1	$N (Q/2)^{1/2} H^{3/4}$
Doble	n	1	$N (Q/2n)^{1/2} H^{3/4}$
Doble	n	n	$N (Q/2)^{1/2} (H/n)^{3/4}$

### 1.9 Uso de la velocidad específica en la selección de bombas.

Como un ejemplo de la utilización de la velocidad específica en la selección de bombas, conviene considerar los siguientes casos:

Ejemplo 1. Se desea seleccionar una bomba para entregar un caudal de 740 gpm contra una carga de 300 pies, operando a 1750 rpm. Se desea una bomba de doble succión.

Para una unidad de un solo paso y doble succión, la  $N_s$  requerida será:

$$N_s = \frac{1750 (740/2)^{1/2}}{300^{3/4}} = 467$$

Si se escoge una bomba de doble succión y doble paso, la  $N_s$  será:

$$N_s = \frac{1750 (740/2)^{1/2}}{(300/2)^{3/4}} = 785$$

En el catálogo del fabricante se encuentra una unidad de doble-succión y un solo paso trabajando a 1800 rpm con un gasto de 1160 gpm, una carga de 211 pies de 14 3/4 pulg. de diámetro de impulsor. Su velocidad específica es:

$$N_s = \frac{1800 (1160/2)^{1/2}}{(211)^{3/4}} = 785$$

Si dos de estas bombas se conectan en serie, de tal manera que formen una unidad de pasos múltiples (cada una proporcionando la mitad de la carga), la velocidad específica de la unidad será la misma para cada paso; esto es, 785. Hidráulicamente este arreglo sería satisfactorio (eficiente).

Considerando que la bomba es de diseño adecuado y aplicable a los servicios requeridos, se determinará ahora el tamaño apropiado a partir de las ecuaciones de homología antes obtenidas. De la ec. (16) se puede escribir para las dos bombas en cuestión que:

$$\frac{211}{(1800 \times 14.75)^2} = \frac{150}{(1750 \times D)^2}$$

Por tanto:

$$D = 12.8 \text{ pulg.}$$

Como comprobación

$$H = 211 (1750 \times 12.8)^2 / (1800 \times 14.75)^2$$

$$H = 150 \text{ pies por paso}$$

$$Q = 1160 (1750) (12.8)^3 / 1800 (14.75)^3 = 740 \text{ gpm}$$

Ejemplo 2. Supongamos que en el caso anterior se permitiese -- operar a 3600 rpm en lugar de 1750 rpm. Nuevamente con una unidad de doble succión, la  $N_s$  requerida sería:

$$N_s = 3600 (740/2)^{1/2} / (300)^{3/4}$$

$$N_s = 960 \text{ para unidad de un solo paso.}$$

Esto, desde luego, ni siquiera se aproxima a la  $N_s$  para la unidad propuesta. Intentar utilizar tal unidad para el trabajo asignado resultaría un arreglo insuficiente. Es decir, para desarrollar una carga de 300 pies, el diámetro de la unidad debería ser:

$$D = \sqrt{\frac{300}{211} \times \frac{1800}{3600} \times 14.75} = 8.8 \text{ pulg.}$$

mientras que para entregar un caudal de 740 gpm, de diámetro debería ser:

$$D = 14.75^3 \sqrt{\frac{1800 \times 740}{3600 \times 1160}} = 10.1 \text{ pulg.}$$

Consecuentemente, el tamaño del impulsor debería tener 10.1 pulgadas (gobernado por el gasto) y este es excesivo para la carga requeri-

da. Este impulsor desarrollaría, de hecho, una carga de magnitud;

$$H = 211 \left[ \frac{3600 \times 10.10}{1800 \times 14.75} \right] = 396 \text{ pies}$$

Resulta obvio que una bomba calibrada a 740 gpm bajo una carga de 396 pies, descargaría un caudal mayor de 740 gpm bajo una carga de 300 pies y debería ser operada con la válvula de descarga estrangulada para controlar la descarga. Esta estrangulación disiparía carga desarrollada (la diferencia entre 396 y 300 pies), que sería desperdicio de potencia. Todo esto podría haberse concluido de la disparidad entre la  $N_s$  requerida de 960 y la  $N_s$  de 765 para la unidad bajo consideración.

En otras palabras, sería necesario seleccionar una bomba de diseño diferente, tal como refleja  $N_s$ , si se desea una operación eficiente.

### 1.10 Curvas características de bombas operando en paralelo

Cuando las bridas de descarga de un sistema de bombeo se conectan a una sola tubería de presión y las bridas de succión a tuberías independientes que van a un cáramo de bombeo, se dice que se tiene un sistema de bombeo operando en paralelo.

Para obtener las curvas características de las  $n$  bombas operando en paralelo se sigue el procedimiento que se describe a continuación:

Como en la rama de descarga la presión que desarrollan las bombas operando simultáneamente, debe ser la misma para que no haya recirculación de agua entre ellas o bloqueo de las mismas, se escoge una  $H_1$  y el valor de  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  correspondiente a cada bomba para el mismo valor de  $H_1$ . El gasto correspondiente a  $H_1$  para la curva del sistema será:  $(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  reiterando el procedimiento las veces que sea necesario.

## 2. SELECCION DEL TIPO DE BOMBA

### 2.1 Cavitación

Cuando un líquido como el agua, escurre a través de una máquina o conducto a una presión tan baja que ocasione la vaporización de aquel puede producirse cavitación. Se entiende por cavitación la formación de burbujas en la superficie limitrofe, sea esta de metal u otro material, de lo que resulta un rápido deterioro. En máquinas, una

caída en la eficiencia, a vibración excesiva y deformaciones, pueden dar lugar a reparaciones frecuentes, o a la sustitución de algunas o varias de sus partes constitutivas.

El fenómeno de la cavitación (si bien no se comprende totalmente aunque se ha tratado de explicar en diversas ocasiones con base en acción química, electrolítica y mecánica) se atribuye actualmente, en general, a esfuerzos mecánicos ocasionados por las explosiones virtuales o aplastamiento de las partículas de fluido, que ocurren por la vaporización repentina y condensación en un flujo turbulento, cuando la presión está próxima a la presión de vapor. La cavitación se manifiesta particularmente en zonas donde se producen cambios bruscos de la dirección del flujo y en zonas de excesiva turbulencia. Bajas presiones pueden ocurrir en las proximidades de las protuberancias de la superficie lamirola o donde existen desajustes entre partes contiguas. Esto puede causar desperfectos aunque la presión promedio en la región sea elevada; la situación se empeora bastante si la presión promedio es aproximada o igual a la presión de vapor. Por consiguiente, la mejor manera de evitar la cavitación es con un trazo continuo de los lugares de paso del agua donde sea posible y manteniendo presiones superiores a la presión de vapor en todos los puntos. Para altas velocidades específicas y grandes alturas de succión, el problema puede ser de importancia crítica en el diseño, sea de la bomba o de la instalación.

Imagínese una bomba centrífuga en operación, y que una válvula en el lado de la succión se cierra lentamente. Esto introduce una carga adicional de succión y reduce la presión a la entrada de la bomba. Si la válvula se cierra a un grado tal que la bomba sufra "inanición", o falta de alimentación, esto es, que no pueda mantener su cebado sin dificultad, el agua se vaporizará y el vapor se licuará. La acción irregular produce un ruido que se oye como pequeñas gotas que martillan violentamente sobre las paredes de la bomba y de la tubería. Esta es la condición que produce la cavitación; la misma condición ocurrirá con alturas de succión excesivas en cualquier circunstancia. La condición descrita es extrema; en condiciones menos extremas el daño puede ocurrir con el tiempo aunque la causa sea menos aparente.

## 2.2 Altura máxima de succión permisible

Supóngase que una bomba trabaja contra una carga total  $H$  de la que la carga de succión  $H_s$  es una parte. Si la bomba está más arriba que el manantial (altura de succión),  $H_s$  será la suma de la altura de succión estática,  $Z_s$ , la carga de velocidad en la tubería de succión

$h_{v_s}$ , y las pérdidas de carga por fricción en la succión  $H_{f_s}$ . Llamemos  $H_a$  a la presión atmosférica y  $H_p$  a la presión de vapor de agua. Entonces la presión barométrica  $H_b$ , que es la altura a la cual el agua puede ser elevada en un barómetro, es:

$$H_b = H_a - H_p$$

Si la altura de succión es el máximo teórico,  $H_s = H_b$ ; pero --prácticamente, la altura de succión debería ser siempre sustancialmente menor que  $H_b$  (para evitar presiones iguales o aproximadas a la del vapor), de suerte que la carga de presión absoluta en el lado de la succión de la bomba será:

$$\frac{P}{\gamma} = H_b - H_{s_r} \quad \text{donde } \frac{P}{\gamma} \text{ es sustancialmente mayor que el cero absoluto.}$$

Existirá algún valor de  $\frac{P}{\gamma}$  debajo del cual ocurrirá cavitación. Llamemos a este valor la presión crítica, expresada como una razón de la carga total  $H$ , de modo que, por definición:

$$\sigma H = \frac{P}{\gamma} \text{ crítica}$$

Entonces se puede escribir:

$$\sigma H = (H_b - H_p), \text{ y finalmente:}$$

$$\sigma H = (H_b - H_p)/H, \text{ que se conoce como la fórmula de Thoma.}$$

Una fórmula teórica para sigma ha sido desarrollada:

$$\sigma = 0,0535 (N_s/1000)^{4/3}, \text{ donde } N_s \text{ está en unidades de gpm.}$$

Si esta se combina con la fórmula para la velocidad específica, se tendrá:

$$N = \frac{8,990(H_b - H_p)^{3/4}}{Q^{1/2}} \text{ donde } Q \text{ está en gpm.}$$

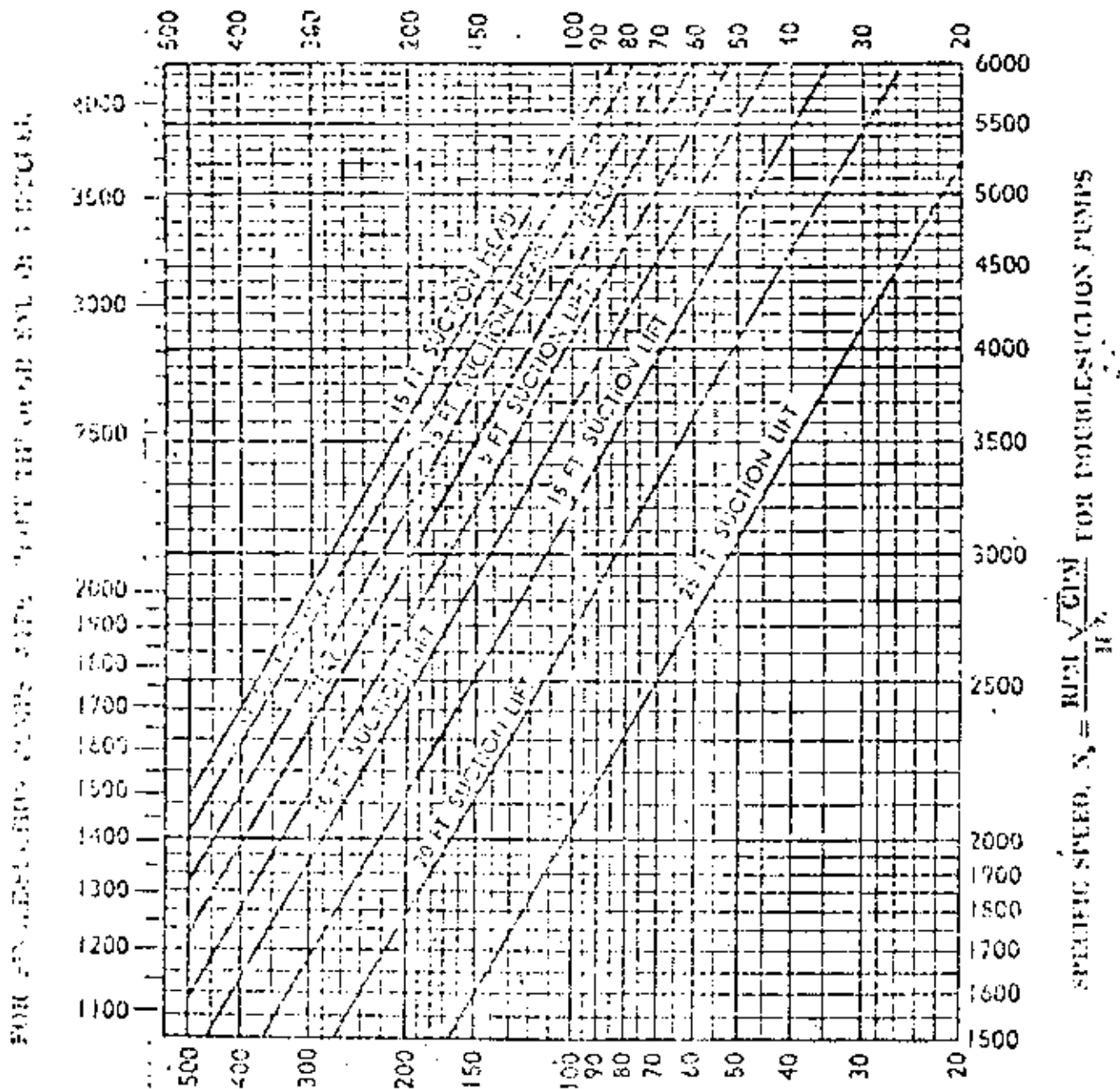
Estas fórmulas concuerdan bien con los valores determinados en experimentos.

El Instituto de Hidráulica ha publicado gráficos que muestran los límites de velocidad específica para bombas de succión simple o doble, las cuales dan alturas de succión permisibles para distintos cargos totales. Este criterio debe seguirse si se desea un buen rendimiento, sin peligro de cavitación. Unas de estas gráficas están reproducidas en las figuras 29 y 30.

### UPPER LIMITS OF SPECIFIC SPEEDS

Single Stage, Single and Double Suction Pumps  
Handling Clear Water at 85 F at Sea Level

H = TOTAL HEAD IN FEET



### UPPER LIMITS OF SPECIFIC SPEEDS

Single Stage, Single Suction, Mixed and Axial Flow Pumps  
Handling Clear Water at 85 F at Sea Level

FOR SINGLE-SUCTION MIXED-FLOW AND AXIAL-FLOW PUMPS

$$\text{SPECIFIC SPEED: } N_s = \frac{\text{RPM} \sqrt{\text{GPM}}}{H^{3/4}}$$

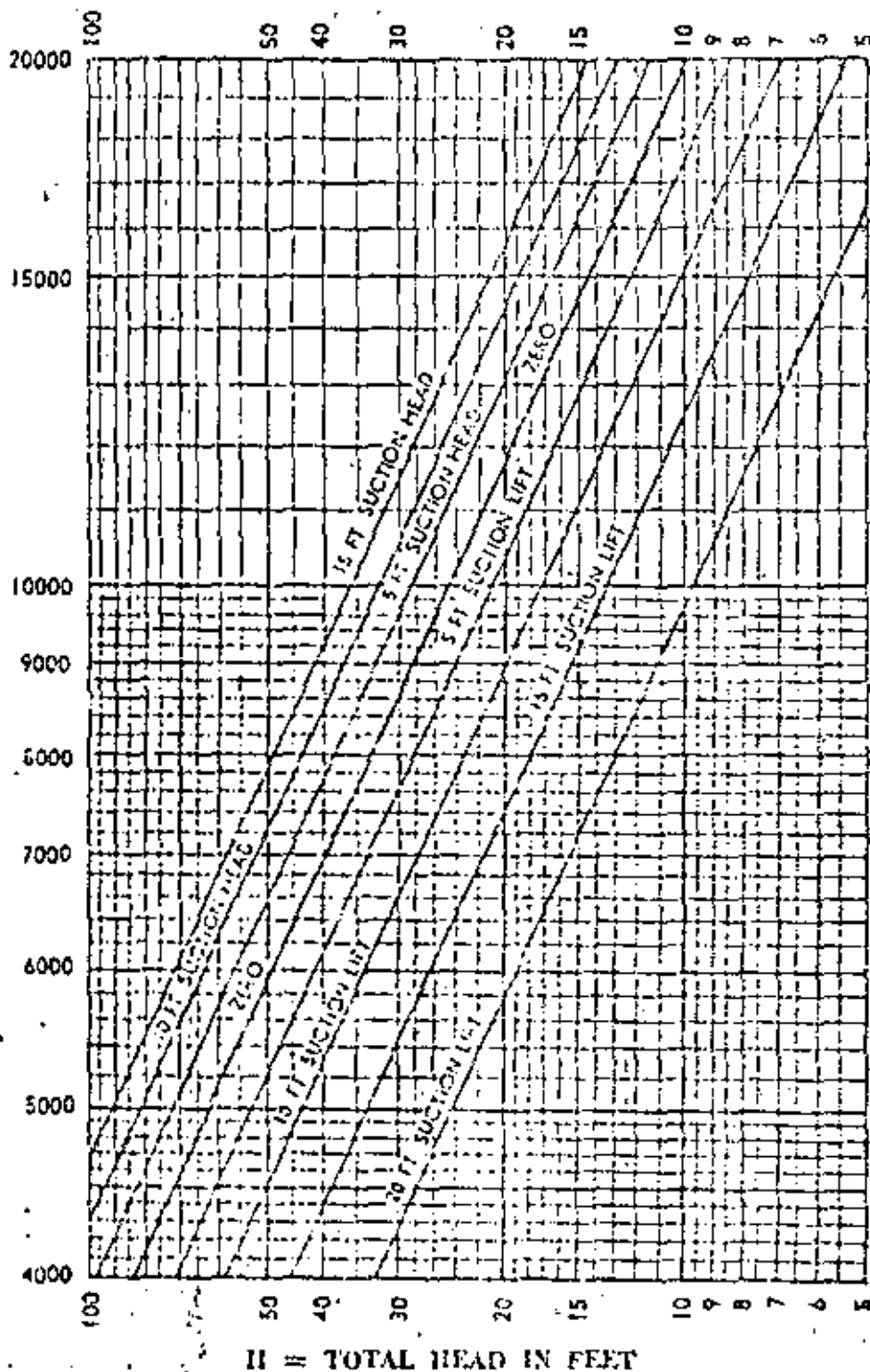


Fig. 30

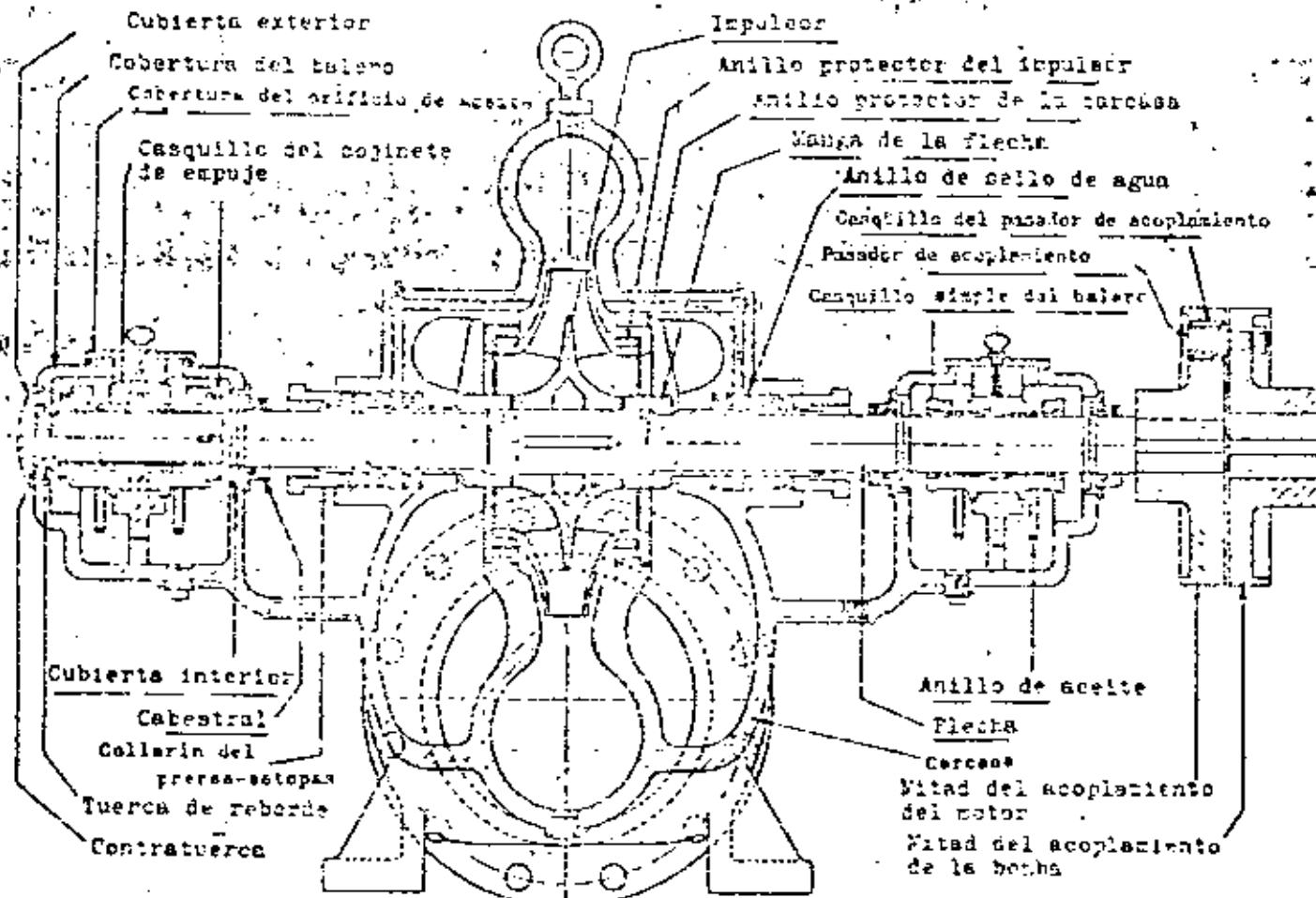


Fig. 31 Bomba de doble acción para condiciones de operación continua y período de vida prolongado.



Se pensó que estos valores no pueden ser valores absolutos; si ocurre o no cavitación a una presión dada dependerá en gran parte del diseño de la bomba y de la mano de obra en la fabricación. Esto es verdad. Las curvas muestran valores que son correctos para bombas bien diseñadas, con curvaturas y pasos armoniosos y superficies lisas muy bien acabadas, cuando son operadas entre límites de aproximadamente 40% - de la capacidad nominal y el punto de ruptura (bien arriba de 100% - de la capacidad nominal) en la curva carga-capacidad.

Fuera de estos límites, es muy posible que ocurra cavitación. -- Las curvas no se pueden aplicar a bombas de diseño inferior o baja calidad de mano de obra.

### 2.3 Algunos aspectos de construcción de bombas

Es necesario conocer algo sobre materiales y construcción de bombas, así como saber distinguir entre malos y buenos aspectos de diseño, si se desea especificar, seleccionar utilizar bombas para distintos tipos de servicio inteligentemente. El usuario en perspectiva debe establecer y exponer claramente al fabricante las condiciones normales de servicio y también los cambios en las condiciones de servicio, esto es, los límites de capacidad y cargas bajo los que ha de operar la bomba, incluyendo altura de succión normal y máxima. El punto en el que se espera máxima eficiencia (usualmente condiciones promedio de operación) debe conocerse. Algunas veces se exigen eficiencias mínimas, y en ocasiones se ofrecen premios para eficiencias mayores que el mínimo requerido. Por otra parte, la eficiencia puede no ser la consideración gobernante para el servicio pretendido.

Existe mercado de consumo para bombas baratas, así como también para máquinas de alta calidad, y no se pueden escribir especificaciones para bombas en general, pues necesariamente estas incluirían algunas características que no serían deseables, o que no justificasen el costo, para todos los tipos de aplicaciones.

No obstante, como un ejemplo típico de buena construcción de bombas, para condiciones de operación continua con agua clara y para un período de vida prolongado, se presenta una bomba de doble succión que se ilustra en la figura 31. Sus características principales son:

La carcasa está guiada por un plano horizontal con las caras adecuadamente maquinadas y acabadas para ser ajustadas entre sí con juntas. Esta pieza de hierro fundido o una aleación de hierro fundido conveniente. Las toberas de succión y descarga son fundidas íntegramente con la mitad inferior de la carcasa, permitiendo así remover la mitad superior con sus tapas de cojinetes, de manera que el elemento giratorio completo puede ser removido para inspección o reparaciones sin afectar ninguna de las conexiones de la tubería.

La superficie interior de todos los pasos de agua deberá ser razonablemente lisa, pero sin pulir.

El impulsor es de bronce, pulido, y del tipo encerrado de doble succión (en bombas pequeñas algunas veces succión sencilla hidráulicamente balanceada), hidráulica y mecánicamente balanceada, y conectado a la flecha por medio de cuñas u otros dispositivos adecuados.

Los anillos de desgaste removibles son colocados tanto en la carcasa de la bomba como en el impulsor (con frecuencia en uno solamente). Los anillos de desgaste de la carcasa son de hierro fundido o de bronce, y los del impulsor son de bronce, atornillados o fijados de alguna otra manera efectiva al impulsor para seguridad y facilidad de reemplazo.

La flecha forjada, maquinada y torneada precisamente a las dimensiones adecuadas; se protege contra corrosión y desgaste por medio de mangas de flecha de bronce, conectadas rigidamente.

Los cojinetes pueden ser de metal Babbitt o antifricción, o cojinetes de bolas del tipo de hilería sencilla o doble con ranuras profundas, que resisten los esfuerzos axiales y radiales; con envolturas a prueba de polvo, fijados adecuadamente con cuñas y sujetados con grapas u otros medios que permitan acceso y reparación. Para los cojinetes de metal Babbitt, la lubricación es por medio de *anillos de aceite* que flotan libremente sumergidos parcialmente en pozos de aceite.

Las estopas, o cajas de empacadura, se

instalan localizadas a cada lado del impulsor, son de profundidad regulable y tienen un número adecuado de *anillos de empuje* impregnados de lubricante, con una *pieza de linterna* dispuesta de manera de obtener un sello de agua del lado de descarga del impulsor.

La base, o plancha de asiento, es del tipo de caja rígida para soportar la bomba y el motor, con *manijera colectora de gases* y conexión de tubería al área. Los *acoplamiento* son del tipo de pasador y casquillos de hule (conexión de visible), mecánicamente balanceados.

Los *accesorios* que dete proporcionan el accesorio de la bomba, deben incluir los accesorios, válvulas de purga de aceite arriba de la carcasa de la bomba para extraer el aire durante el cebado, llaves u herramientas especiales necesarios para la bomba, y algunas veces mandómetros del tipo Bourdon adecuados a los límites de operación de las presiones durante la succión y descarga.

Las unidades de pasos múltiples pueden obtenerse con características comparables a las que se acaban de mencionar.

## 2.4

### MONTEJO DE BOMBAS Y PREVISION PARA EL CEBADO

Una bomba operará satisfactoriamente sólo con montaje apropiado y conexiones de tubería correctas. Debe ser anclada a una base sólida, nivelada por cuñas de acero y cementada en el sitio. Los orificios de succión y de descarga de una bomba, de ordinario proveen un paso de agua cuya sección transversal es por lo menos igual a la del impulsor, pero son de menor tamaño que el necesario para la tubería de succión y descarga a la que está conectada la bomba. Las velocidades en la tubería de descarga entre la bomba y la tubería maestra o colectora principal pueden ser del orden de 10 a 20 pies por segundo (pps); pero en la tubería de succión, las velocidades no deben ser mayores de 3 a 5 pps, cuanto más baja mejor, dentro de límites razonables, particularmente cuando la bomba esté sujeta a altura de succión. Para

conectar con esta tubería deben usarse adaptamientos graduados (reductores), después de la bomba. En la descarga puede emplearse un reductor recto o un codo reductor, proporcionando una recuperación adicional de la carga de velocidad. En el lado de la succión, es preferible un reductor recto, de modo que el agua no ejerza un empuje lateral en la entrada, ni cause al impulsor con velocidades no balanceadas. Debe colocarse una válvula de retención junto al reductor en el lado de la descarga, si la carga excede aproximadamente 50 pies, para proteger la bomba de la sobrepresión o golpe de ariete en la línea, y para evitar rotación invertida en caso de escurrimiento en sentido contrario. Una válvula de compuerta más allá de la válvula de retención, proporciona regulación en la descarga, y para cierre total de la tubería maestra si la bomba se detiene o se desmantela. Si la bomba está bajo carga de succión positiva (bomba abajo del manantial), también se necesitará una válvula de compuerta en el lado de succión para desaguar la unidad en caso de necesidad.

Si la bomba es accionada por un motor de velocidad variable, sea una turbina a vapor o motor a gas, una válvula de alivio de presión se coloca en la línea de descarga para evitar exceso de presión si la bomba se opera a velocidades más altas que las de diseño.

Todas las tuberías de conexión y válvulas deben ser suspendidas o soportadas separadamente, y alineadas de manera que ningún peso o estiraza actúe sobre la carcasa de la bomba.

Hay que prestar atención especial a la disposición de la tubería de succión, que debe ser clara y recta, con el menor número posible de cambios de dirección. Ningún punto en la curva superior de la tubería de succión debe quedar más alto que el punto superior de la abertura de succión en la bomba; la tubería debe ser horizontal o ligeramente inclinada en dirección a la bomba, para eliminar todas las bolsas de aire. Esto puede lograrse el uso de reducciones sucesivas. Cuando la bomba trabaja con altura de succión positiva, una válvula de

pué (de rotámetro vertical u horizontal) se instala en la entrada de la tubería de succión con el fin de mantener el cebado. Esta válvula debe protegerse por medio de una criba gruesa de hierro ranado u otro material para evitar la penetración de material sólido. La entrada de succión debe quedar bien sumergida, de lo contrario puede haber penetración de aire o formación de un vórtice sobre la misma.

Se necesitan dispositivos de cebado si la bomba está situada arriba del manantial, pues no operará a menos que la línea de succión y la bomba estén llenas de agua. La bomba puede ser cebada con ayuda de una línea auxiliar de cebado, conectada a una fuente independiente (segura), tal como un tanque elevado que se conserve lleno para esta finalidad. Durante el cebado, la bomba no debe estar funcionando, y las llaves de desagüe se mantendrán abiertas para permitir el escape de aire. Otros dispositivos de cebado incluyen eyectores operados con chorro de vapor o agua, para sacar todo el aire de la línea de succión y de la bomba.

Conviene consultar boletines del Instituto de Hidráulica y la Junta Nacional de Aseguradores contra el Fuego (National Board of Fire Underwriters) para detalles adicionales relativos a la instalación de bombas centrífugas.

Finalmente, siempre que sea razonablemente posible hacerlo, las bombas centrífugas deben ser instaladas a un nivel inferior al de la fuente, para evitar la necesidad de dispositivos de cebado, a no ser las válvulas de aire en la bomba.

## 2.5 OPERACION

Una bomba centrífuga debe comenzar a trabajar con la válvula de descarga cerrada, de modo que no existan cargas dinámicas en la tubería de descarga hasta que la bomba haya alcanzado la velocidad máxima. Después del arranque, la válvula de descarga se abre ligeramente para verificar si la unidad está cebada, y después puede abrirse lentamente hasta alcanzar la posición deseada. Antes de parar la bomba, debe

cerrarse nuevamente la válvula de descarga. La bomba no debe trabajar por mucho tiempo con la descarga cerrada y, naturalmente, nunca se la hará funcionar estando seca.

Todas las bombas centrífugas deben dejar pisar un poco de agua a través de los estoperos cuando están funcionando, pues así se lubrica el cojinetes, lográndose un mínimo de desgaste en las yamitas de la flauta. Este pequeño poco se recoge en la moldura colectora de la plancha de base y se desliza a un dren.

La fig. 32 ilustra algunas características de la instalación correcta de una bomba.

#### PRUEBAS

Los factores más importantes que afectan la operación de una bomba, y que deben determinarse por medio de pruebas son: 1) las condiciones de succión; 2) la carga total; 3) la velocidad; 4) el caudal; y 5) la temperatura y

densidad del fluido. Estos factores deben ser señalados o conocidos para interpretar correctamente la prueba. Las curvas características de los fabricantes están frecuentemente basadas en 15 pies de altura de succión, y en el bombeo de agua clara a 68°F. Para pruebas de aceptación, ninguna válvula en el lado de succión debe ser estrangulada; la carga total y la velocidad deben corresponder a las condiciones de servicio deseadas; y la carga, caudal y potencia aplicada deben ser medidas por métodos aceptables.

a) *Medida de la carga.* La carga total contra la cual está trabajando la bomba es la diferencia entre la altura de descarga y la altura de succión.

$$H_t = H_d - H_s$$

donde  $H_d$  y  $H_s$  son positivos si las presiones correspondientes son positivas.

La altura de succión es la altura estática de succión  $z_s$ , menos la carga de velocidad en la succión  $h_v$ , menos las pérdidas de carga en la

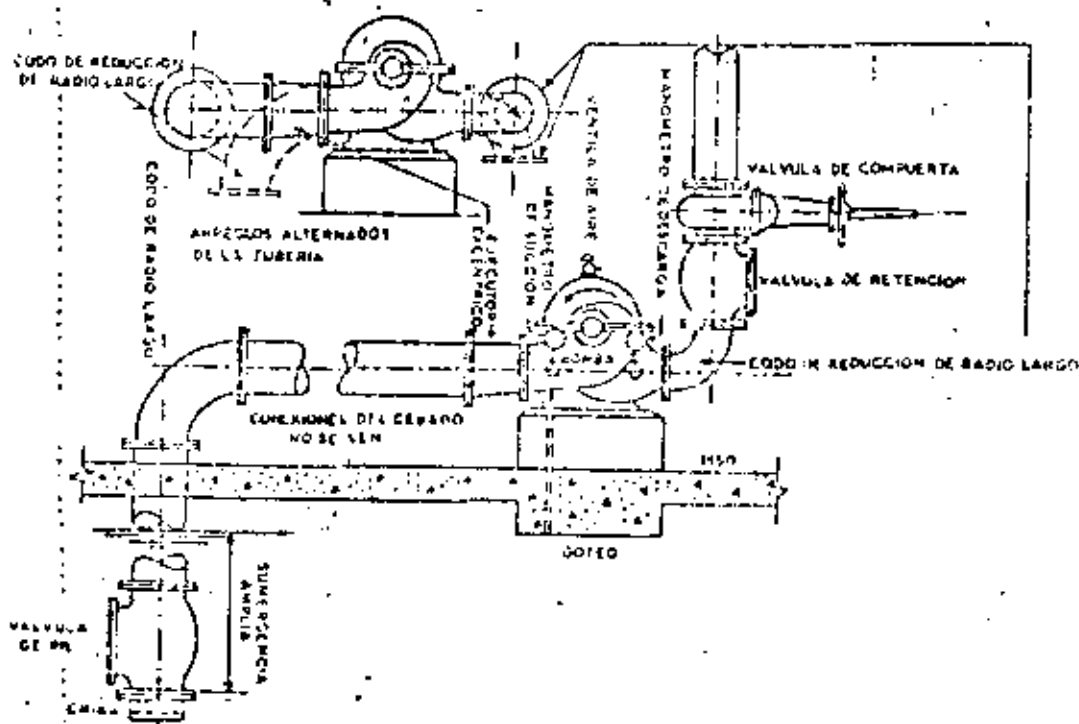


Fig. 32 Instalación típica de una bomba.

tubería de succión (entrada, válvulas, rodos y fricción).

$$H_s = z_s - h_{f_s} - h_p \text{ donde } z_s \text{ es positivo cuando el manantial está arriba de la bomba.}$$

La altura de descarga es la altura estática de descarga, más las pérdidas por fricción y otras pérdidas en el lado de descarga de la bomba.

$$H_d = z_d + (h_{f_d} - h_{v_d}) + h_c$$

En las pruebas, las cargas en la descarga y en la succión de la bomba deben registrarse con manómetros, y estos, naturalmente, muestran la relación  $\frac{p}{\rho g}$ . Lo que se desea conocer es el ascenso de la línea de energía en la bomba, y no el ascenso en la línea de carga, que es la diferencia en las lecturas de los manómetros. Por consiguiente, debe hacerse una corrección en las lecturas manométricas en una cantidad correspondiente a la carga de velocidad. Es decir:

$$H_1 = (p/W)_1 + h_{v_1} \gamma$$

$$H_2 = (p/W)_2 + h_{v_2} \gamma$$

$$H_1 = H_2 - H_3 = \Delta(p/W) + \Delta h_v$$

Esto es, la carga desarrollada por la bomba aparece en la prueba como la diferencia de las lecturas de los manómetros en la descarga y en la succión, más la diferencia (si existe) entre las cargas de velocidad en la descarga y en la succión. Si los manómetros no son instalados en la línea horizontal que pasa por el centro de la bomba, las lecturas deben ser corregidas adecuadamente.

b) *Medida de caudal.* El caudal de prueba puede ser medido por un dispositivo adecuado (ya sea un orificio o medidor Venturi, un vertedero, etc.). Las medidas directas por volumen o peso son preferibles si las condiciones lo permiten a medidas indirectas realizadas en los dispositivos mencionados.

c) *Medida de velocidad.* La velocidad de rotación de la flecha de la bomba se mide con un tacómetro. Se encontrará que por lo general la velocidad no es absolutamente constante, por lo que deben tomarse una serie de lecturas y obtener su promedio.

d) *Medida de la potencia aplicada.* Las bombas centrífugas son unidades de alta velocidad comúnmente impulsadas por motores a gas, turbinas a vapor o motores eléctricos. Cuando son impulsadas por motor, la potencia aplicada a la unidad de bombeo como un todo  $P_a$  (véase pág. 6), puede ser medida con instrumentos eléctricos, pero se debe conocer la eficiencia del motor si se desea determinar la eficiencia de la bomba. Es preferible medir directamente la potencia aplicada a la flecha de la bomba, con un dinamómetro eléctrico o mecánico. El primero comprende un motor con campo flotante libre, arreglado de tal manera que el momento de torsión o par motor sea registrado en escalas. Un tipo común del último consiste en una flecha delgada entre el motor y la bomba que sufre una torsión apreciable bajo la carga de trabajo (esta flecha está precalibrada de manera que el par motor correspondiente a una distorsión angular dada, es conocido); y un dispositivo para tomar lecturas de la distorsión angular cuando la flecha está girando, con un estroboscopio. La velocidad de la flecha, medida con un tacómetro, multiplicada por el par motor, da la potencia aplicada a la bomba.

#### DISPOSICIÓN MÚLTIPLE DE BOMBAS

Así como a la curva carga-capacidad de la bomba se la conoce como "curva característica de la bomba", igualmente a la curva carga-demanda del sistema de distribución alimentado por la bomba o asociación de bombas, se le suele llamar "característica de servicio". La característica de servicio muestra la carga total para distintas demandas.

Como se muestra en la fig. 33, la característica de servicio consiste en componentes fijas y variables. Se requiere una carga mínima en todos los puntos del sistema donde se va a sacar agua para consumo; la carga en las bombas no puede ser menor que ella y es la componente fija de la característica de servicio. A esta, en la estación de bombeo, debe agregarse las pérdidas asociadas al sistema bombeado; esta compo-

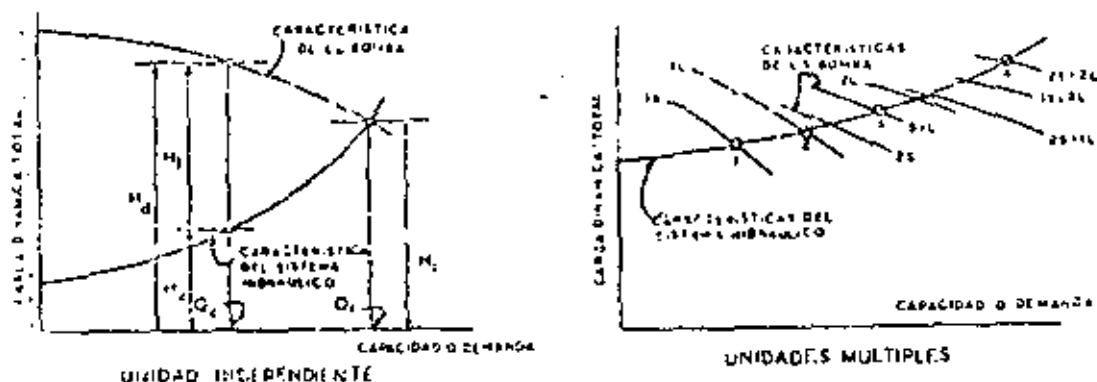


Fig. 33 Características de una bomba vs. características del sistema hidráulico.

mente varía aproximadamente con el cuadrado de  $Q$ . La carga contra la que la bomba va a operar es por lo tanto:

$$H = C + kQ^2, \text{ donde } C \text{ y } k \text{ son constantes para el sistema.}$$

Si la característica de la bomba y la característica del sistema hidráulico son dibujadas a la misma escala, su intersección muestra donde debe ocurrir el bombeo, es decir, donde la carga  $H_0$  y el caudal  $Q_0$  son iguales para la bomba y el sistema hidráulico.  $Q_0$  es también el caudal máximo que la bomba puede alimentar al sistema hidráulico a la velocidad fija correspondiente a su curva característica. Si la demanda fuera variable e igual a la capacidad nominal de la bomba, entonces la bomba estaría operando a máxima eficiencia en condiciones de servicio, y se tendría la situación ideal. Sin embargo, si las condiciones de demanda varían con el tiempo, y si sólo existe una bomba en la línea, entonces la bomba debe ser estrangulada para cualquier caudal menor  $Q_0$ . Pues cuando la demanda es  $Q_0$ , la carga total en el sistema es  $H_0$ , mientras que la bomba desarrolla la carga  $H_0$ , que es mayor que  $H_0$  en la cantidad  $H_1$ . La válvula de descarga debe cerrarse parcialmente en este caso, de manera de crear esta carga adicional  $H_1$ .

Puesto que  $H_1$  representa la carga desarrollada por la bomba que es disipada en forma de trabajo inútil, la eficiencia total para el caudal  $Q_0$  es

$H_0/H_1$  multiplicado por la eficiencia de la unidad de bombeo.

Si la demanda es variable, frecuentemente conviene poner dos o más unidades de bombeo de igual capacidad o de capacidades distintas en la línea, de manera que determinadas unidades puedan ser puestas en servicio a fin de satisfacer las condiciones. Algunas veces, una o más unidades de velocidad variable pueden ser utilizadas, sea individualmente o en paralelo con unidades de velocidad constante. La selección correcta del número y características de las unidades implica un estudio de ingeniería económica, donde los costos deben ser balanceados con economía en gastos de energía. El operador debe ser capaz de satisfacer las condiciones de servicio con facilidad y economía razonables.

La fig. 12 ilustra cómo un número de bombas de velocidad constante pueden satisfacer demandas variables presentes y futuras. Para la demanda presente, se utilizan dos tamaños, que se llamarán grande (L) y pequeño (S). Para la demanda futura, se espera que estas unidades sean duplicadas. La curva característica (S + L) se obtiene simplemente sumando la curva S a la curva L, etc. Así se pueden considerar ocho combinaciones posibles de capacidades de las bombas, utilizando una o dos bombas pequeñas y una o dos bombas grandes, de la siguiente manera:

Bombas en la línea	Punto	Demanda
1S	1	mínimo actual
1L	2	normal actual
1S y 1L	3	máximo actual
2S		caudales intermedios alternativos
2S y 1L		caudales intermedios alternativos
2L		caudales intermedios alternativos
2L y 1S		caudales intermedios alternativos
2S y 2L	4	máximo futuro

De este modo sería posible bombear eficientemente una amplia variación de caudales, tanto presentes como futuros. Si las bombas son operadas en paralelo, como se describió, deberían presentar características razonablemente inclinadas, y no aplastadas, por razones expuestas en la sección "Curvas características de las bombas" (pág. 15).

Naturalmente, la utilización de unidades múltiples tiene además la ventaja de que el servicio puede mantenerse aun cuando una o más unidades estén fuera de servicio para fines de reparación.

#### EJEMPLOS NUMÉRICOS

##### Ejemplo 1

Se desea bombear un caudal de agua de 30 litros por segundo, contra una carga dinámica total de 50 m. Determinese la potencia requerida en caballos de vapor.

$$\text{Caballos de vapor} = CV = \frac{QH}{35} = 6,$$

$$HP = \frac{QH}{3,961}$$

donde:

- CV = Caballos de vapor
- Q = Caudal en litros por segundo
- H = Altura de bombeo en metros
- HP = Caballos
- G = Caudal en galones por minuto
- H = Altura de bombeo en pies

solución:

Sistema métrico de unidades

$$CV = \frac{30 \left( \frac{\text{litros}}{\text{seg}} \right) \times 50 (\text{m}) \times 1 \frac{\text{kg}}{\text{litro}}}{75 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{caballo} \cdot \text{seg}}} = 20$$

Sistema inglés de unidades

$$CV = \frac{QH}{3,961} = \frac{\left( 30 \frac{\text{litros}}{\text{seg}} \times 60 \frac{\text{seg}}{\text{min}} \times \frac{2.64 \text{ gal}}{3.785 \text{ litros}} \right) \left( 50 \text{ m} \times \frac{3.28 \text{ pies}}{\text{m}} \right)}{33,000 \frac{\text{litros} \times \text{pies}}{\text{min}} \times \frac{1 \frac{\text{hp}}{2,545 \text{ CV}}}}{1,600} \times \frac{161.07}{3,961} = 20$$

##### Ejemplo 2

Se desea bombear un caudal de agua de dos pies cúbicos/seg por medio de la instalación que se indica en la fig. 34. La bomba es de un solo paso y su velocidad  $N$  es de 1,760 rpm, determínese:

- La carga dinámica total
- Las lecturas manométricas (en lbs/pulg<sup>2</sup>) en los puntos A, B y C.
- ¿Cuál sería la velocidad apropiada para una bomba de dos pasos, bajo las mismas condiciones?

*Cálculo de las pérdidas de carga*

Las pérdidas de carga locales pueden calcularse por dos métodos:

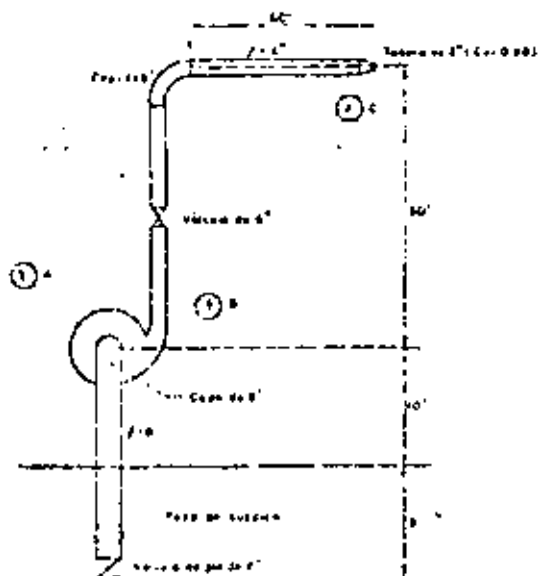


Fig. 34. Ejemplo numérico 2.

l) Empleándose la expresión general:

$$h_e = k \frac{V^2}{2g}$$

h) Trabajando con longitudes equivalentes de tuberías capaces de producir pérdidas idénticas a las locales

Para el problema propuesto se utilizará el método l. Calculamos las cargas de velocidad:

$$V_1 = V_2/2g$$

$$V_1 = 2.0/0.349 = 5.73 \text{ pies/seg} \Rightarrow h_{e1} = 0.31 \text{ pies}$$

$$V_2 = 2.0/0.196 = 10.2 \text{ pies/seg} \Rightarrow h_{e2} = 1.62 \text{ pies}$$

$$V_3 = 2.0/0.022 = 91.6 \text{ pies/seg} \Rightarrow h_{e3} = 120.3 \text{ pies}$$

Los valores de  $l$  se obtienen de cuadros como por ejemplo el cuadro 32 (a) y (b) del "Type Friction Manual" del Instituto de Hidráulica.

Es posible, pues, organizar el cuadro siguiente:

Locales	Pérdidas de carga			
	K	V <sup>2</sup> /2g	h <sub>e</sub>	
1) Entrada a la tubería 8"	0.50	0.31	0.26	
2) Válvula de pie 8"	0.80	0.31	0.47	
3) Codo 8"	0.25	0.31	0.15	
4) 12 pies de tubería 8"	—	—	0.65	Σ h <sub>e</sub> = 1.43 pies
5) Válvula de compuerta 6"	0.10	1.62	0.16	
6) Codo 6"	0.30	1.62	0.48	
7) 120 pies de tubería 6"	—	—	13.86	
8) Tubería 2" (4')	—	—	3.30	Σ h <sub>e</sub> = 19.70 pies

Las pérdidas locales son de:  $1.43 + 19.70 = 21.13$  pies

(\*) La pérdida en la tubería de 2" se calculó con la fórmula:

$$h_e = \left( \frac{1}{C_c} - 1 \right) (h_{v1} - h_{v2})$$

a) Cálculo de la carga dinámica total:

$$H = \Delta z + \Delta h_e + \Delta p/\rho + \text{pérdidas}$$

$\Delta z$  = Desnivel geométrico en el bombeo  
 $\Delta h_e$  = Carga de velocidad a la salida de la tubería  
 $\Delta p/\rho$  = Carga de presión a la salida de la tubería

Así:

$$H = 70 + 130.54 + 0 + 21.13 = 221.65 \text{ pies}$$

b) Lecturas manométricas:

$$\text{Presión en A: } \left( \frac{p}{\rho} \right)_A = 70 - 0.31 = 69.69$$

$$= 11.96 \text{ pies } (-3.18 \text{ psi})$$

Presión en B: Aplicando el teorema de Bernoulli en los puntos B y C se obtiene:

$$70 + \left( \frac{p}{\rho} \right)_B + 1.62 = 70 + 0 + \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + \text{pérdidas en la descarga}$$

$$\therefore \left( \frac{p}{\rho} \right)_B = 707.0 \text{ pies } (89.6 \text{ psi})$$

$$\text{Presión en C: } \left( \frac{p}{\rho} \right)_C = 130.5 - 1.62 + 3.2$$

$$= 131.1 \text{ pies } (58.0 \text{ psi})$$

c) Velocidad de una bomba con dos pasos

$$N_s = \frac{NV\sqrt{Q}}{H^{3/4}} = \frac{1.750\sqrt{2} \times 412.8}{(221.65)^{3/4}} = 905$$

$$\text{Velocidad necesaria } = N = \frac{905 (111)^{3/4}}{30}$$

$$= 1,020 \text{ rpm}$$

Ejemplo 3

Analizar los datos de las pruebas realizadas en una bomba con doble succión de 3 pulgadas y un solo paso, cuya capacidad nominal es de 400 gpm (ajo una carga de 110 pies. La potencia

en el freno es de 14.5 caballos, siendo la eficiencia de 75 por ciento

Instrucciones para usar las curvas características de la bomba para  $N = 1,750 \text{ rpm}$ :

1) Cálculense las correcciones en las lecturas de descarga. Es necesario aplicar una corrección debido a que el centro del manómetro se encontraba a 8 pulgadas arriba del centro de la bomba.

2) Cálculense las correcciones en las lecturas de succión. De la misma manera es necesario corregir las cargas de succión indicadas, pues el manómetro estaba a 4 pulgadas arriba del centro de la bomba.

3) Conviértanse las cargas y caudales indicados



CUADRO 4.—Datos de las pruebas—Lecturas en los manómetros

Prueba No.	RPM (27)	Par motor (torque) (pies x libras)	Succión (pies)	Descarga (pies)	Caudal (gpm)
1	1,755	41,0	-9,0	87,5	315
2	1,770	39,0	-7,0	93,9	302
3	1,761	38,0	-7,4	96,0	277
4	1,775	36,5	-6,9	99,0	249
5	1,765	35,6	-6,0	103,5	200
6	1,770	30,5	-5,4	107,9	148
7	1,767	27,0	-4,9	108,0	109
8	1,780	24,5	-4,3	110,0	55
9	1,775	21,3	-4,0	110,0	0

por la prueba en cargas y caudales equivalentes para  $N = 1,750$  rpm.

- 4) Trácese las curvas de potencia, carga y rendimiento referidas a los caudales correspondientes para  $N = 1,750$  rpm.

Teniendo en cuenta las instrucciones 1 y 2 se puede construir el siguiente cuadro:

Con los valores del segundo cuadro se pueden trazar las curvas de la instrucción 4.

#### Ejemplo 4

Un ingeniero especifica las características de una bomba centrífuga, que deberá suministrar

Prueba No.	RPM (%)	Par motor (torque) (pies libras)	Lecturas corregidas		Caudal (gpm)	Pérdidas (pies)	Carga dinámica total (pies)	Potencia (HP)
			Succión (pies)	Descarga (pies)				
1	1,255	41,0	-8,7	89,2	335	1,1	98,0	15,7
2	1,770	39,0	-7,7	93,7	302	0,9	102,3	13,1
3	1,761	38,0	-7,1	96,7	277	0,8	104,6	12,7
4	1,775	36,5	-6,6	99,7	249	0,6	106,9	12,5
5	1,766	35,6	-5,2	101,2	200	0,4	110,3	11,3
6	1,770	30,5	-5,1	107,7	148	0,2	113,0	10,3
7	1,767	27,0	-4,6	108,7	109	0,1	113,1	9,1
8	1,780	24,5	-4,0	110,7	55	0,0	113,7	8,3
9	1,775	21,3	-3,7	110,7	0	0,0	114,1	7,2

Teniendo en cuenta la instrucción 5, se puede elaborar el siguiente cuadro:

un caudal de 1,000 galones por minuto. La carga dinámica total es de 150 pies y el régimen

Carga dinámica total (pies)	Caudal (gpm)	Potencia al freno (HP)	Potencia agua (HP)	Rendimiento (%) <sup>a</sup>
97,1	331	15,6	8,2	60,2
99,7	298	12,6	7,5	59,2
102,9	275	12,1	7,1	57,4
103,9	246	11,8	6,5	51,6
108,3	198	11,0	5,4	49,2
110,3	146	10,0	4,3	43,5
111,7	91	8,8	2,8	31,4
113,4	54	7,9	1,5	19,2
114,1	0	6,9	0	0

de funcionamiento fue establecido para 1,750 rpm. Para este caso un fabricante ofrece un tipo de bomba que asegura satisfacer las condiciones del problema. Tiene un impulsor de 12 pulgadas, suministra 2,000 gpm contra una carga de 240 pies a 1,200 rpm, en el punto de rendimiento máximo. Esta bomba es de succión simple y dos etapas.

- ¿Ofrece el fabricante un modelo adecuado al caso?
- ¿Qué diámetro del impulsor sería recomendado para el caso presente con este tipo de bomba?
- Velocidad específica de la bomba (carga de succión simple y dos etapas):

$$N_s = \frac{1,200 (2,000)^{1/2}}{(240)^{3/4}} = 1,380$$

Velocidad específica necesaria, considerando una bomba de succión simple y dos etapas:

$$N_s = \frac{1,750 (1,000)^{1/2}}{(250)^{3/4}} = 1,600$$

Se ve entonces que el modelo ofrecido es adecuado, pues su velocidad específica coincide con la deseada.

- El tamaño correcto a fijar (en términos del diámetro del impulsor) es:

Utilizando la fórmula  $H = KN^2 D^2$

tenemos:

$$\frac{2400}{12^2} = 1,750^2 K D^2 \quad ; \quad D = 8,4"$$

Utilizando la fórmula  $Q = KN D^3$  resulta:

$$\frac{2,000}{12^3} = 1,750^3 K \quad ; \quad D = 8,4"$$

que coincide con lo anterior.

### Ejemplo 5

Una bomba centrífuga de doble succión debe suministrar 900 galones por minuto (2,0 pies cúbicos por segundo) a un tanque elevado, como se indica en la fig. 35. El régimen de operación de la bomba es de 1,750 rpm.

Las pérdidas de carga en la tubería de succión (incluyendo las locales) equivalen a 25 pies de una tubería de 8 pulgadas; las pérdidas en

la tubería de descarga (incluyendo las locales) son equivalentes a 240 pies de tubería de 6 pulgadas (considérese  $f = 0,030$ ).

- ¿Cuál debe ser la carga total desarrollada por la bomba?
- ¿Cuál sería la potencia, en HP, para un rendimiento de 90 por ciento?
- ¿Cuál sería la carga de presión, en pies, en la succión de la bomba?
- Si para un buen rendimiento, la velocidad específica debe estar entre 900 y 1,350 ¿sería recomendable una bomba de una etapa, o una de dos etapas?

Tomemos:

$$V_s = 2,0 \text{ pies}^3/\text{seg} = 10,2 \text{ pies}^3/\text{segundo} \quad ; \quad h_{s1} = 1,6 \text{ pies}$$

$$V_d = 2,0 \text{ pies}^3/\text{seg} = 2,7 \text{ pies}^3/\text{segundo} \quad ; \quad h_{s2} = 0,5 \text{ pies}$$

- Carga total = altura de elevación ( $z$ ) + pérdida en la entrada ( $0,5 h_{s1}$ ) +  $h_{s1}$  +  $h_{s2}$  + pérdida en la salida.

$$\text{Altura de elevación } (15 + 165) = 180,0 \text{ pies}$$

$$P_{\text{pérdida en la entrada}} = 0,5 \times 0,5 = 0,3 \text{ pies}$$

$$h_{s1} = \frac{1,4}{D} \frac{V_s^2}{2g} = \frac{0,030 \times 25}{2/3} (0,5) = 0,6 \text{ pies}$$

$$h_{s2} = \frac{1,4}{D} \frac{V_d^2}{2g} = \frac{0,030 \times 210}{1/2} (1,6) = 23,4 \text{ pies}$$

$$\text{pérdida en la salida} = h_{s2} = 1,6 \text{ pies}$$

$$\text{carga total} = 205,9 \text{ pies}$$

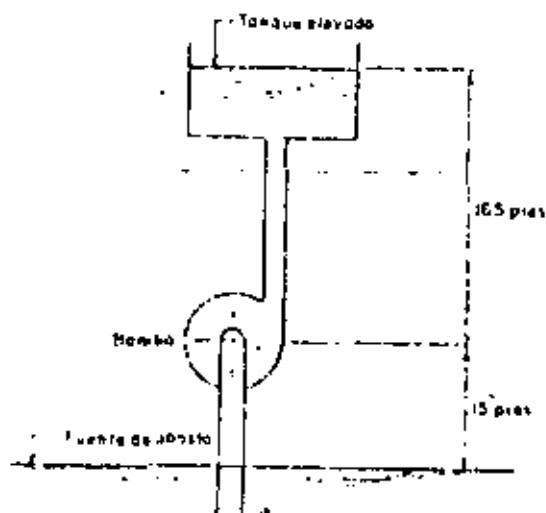


Fig. 35 Ejemplo numérico 5.

$$b) \text{ potencia} = \frac{wQH}{550} = \frac{62.3 \times 2 \times 205.9}{550 \times 0.9} = 52 \text{ HP}$$

$$c) \left( \frac{P}{w} \right)_{\text{succión}} = -h_v - h_{f_1} - h_{f_2} - 13 \\ \approx 0.3 - 0.6 - 0.5 - 13 \\ = -13.4 \text{ pies}$$

d) Para una etapa

$$N_s = \frac{1.750 (900/2)^{1.5}}{(206/2)^{3.75}} = 6.80$$

Para dos etapas

$$N_s = \frac{1.750 (900/2)^{1.5}}{(206/2)^{3.75}} = 1.150$$

Por consiguiente la bomba deberá ser de dos etapas

### Ejemplo 6

Si la bomba de la fig. 36 se pone en marcha cuando el nivel del agua en el lago y en el pozo es el mismo ¿cuál será el abatimiento máximo en el pozo?

Para resolver este problema se considerarán pequeños incrementos de tiempo, referidos al comienzo del funcionamiento de la bomba. Inicialmente ocurrirá un descenso continuo del nivel del agua en el pozo, debido a la deficiencia de alimentación del pozo con agua del lago. Habrá un instante en el cual el desnivel que existe entre el lago y el pozo dará origen a un caudal de alimentación mayor que el caudal del pozo (caudal de bombeo). En ese momento el nivel del agua en el pozo

comienza a subir, estableciéndose eventualmente una condición de equilibrio entre afluente y efluente, esto es, una estabilización del nivel del agua en el pozo.

El cuadro 2 permite visualizar las variaciones del nivel del agua en el pozo. Con los datos de ese cuadro fue posible construir las curvas de la fig. 37, que indica el abatimiento máximo en el pozo.

Considerando que  $f = 0.04$  (fuerza = masa aceleración) se tiene:

$$v \frac{dv}{dt} = -g \frac{\Delta V}{L} \quad \left( \frac{v \Delta V}{L} \right) \frac{\Delta V}{\Delta T}$$

donde:

$w$  = peso específico del agua = 62.3 libras/pie cúbico

$h_1$  = carga existente sobre la tubería en el lago

$A$  = área de la tubería

$h_2$  = carga existente sobre la tubería en el pozo

$L$  = longitud de la tubería

$g$  = aceleración de la gravedad = 32.2 pies/seg<sup>2</sup>

$\Delta V$  = variación del volumen de agua en el pozo

$\Delta T$  = intervalo de tiempo considerado

Así:

$$\Delta V = \left( \frac{K}{L} \right) (h_1 - h_2) \Delta T = \frac{32.2}{2,000} (h_1 - h_2) \Delta T$$

$$\Delta V = 0.016 (\Delta h) \Delta T$$

Si se consideran las pérdidas de carga en la tubería se tiene:

$$\Delta V = 0.016 (\Delta h + \Delta h_f) \Delta T$$

siendo  $X_f$  el factor de amortiguamiento debido a la fricción

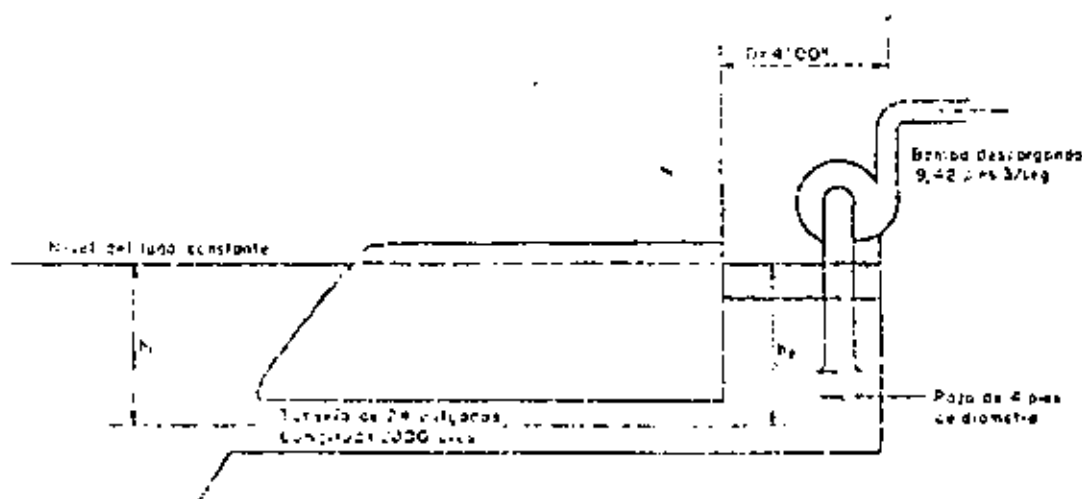


Fig. 36 Ejemplo numérico 6

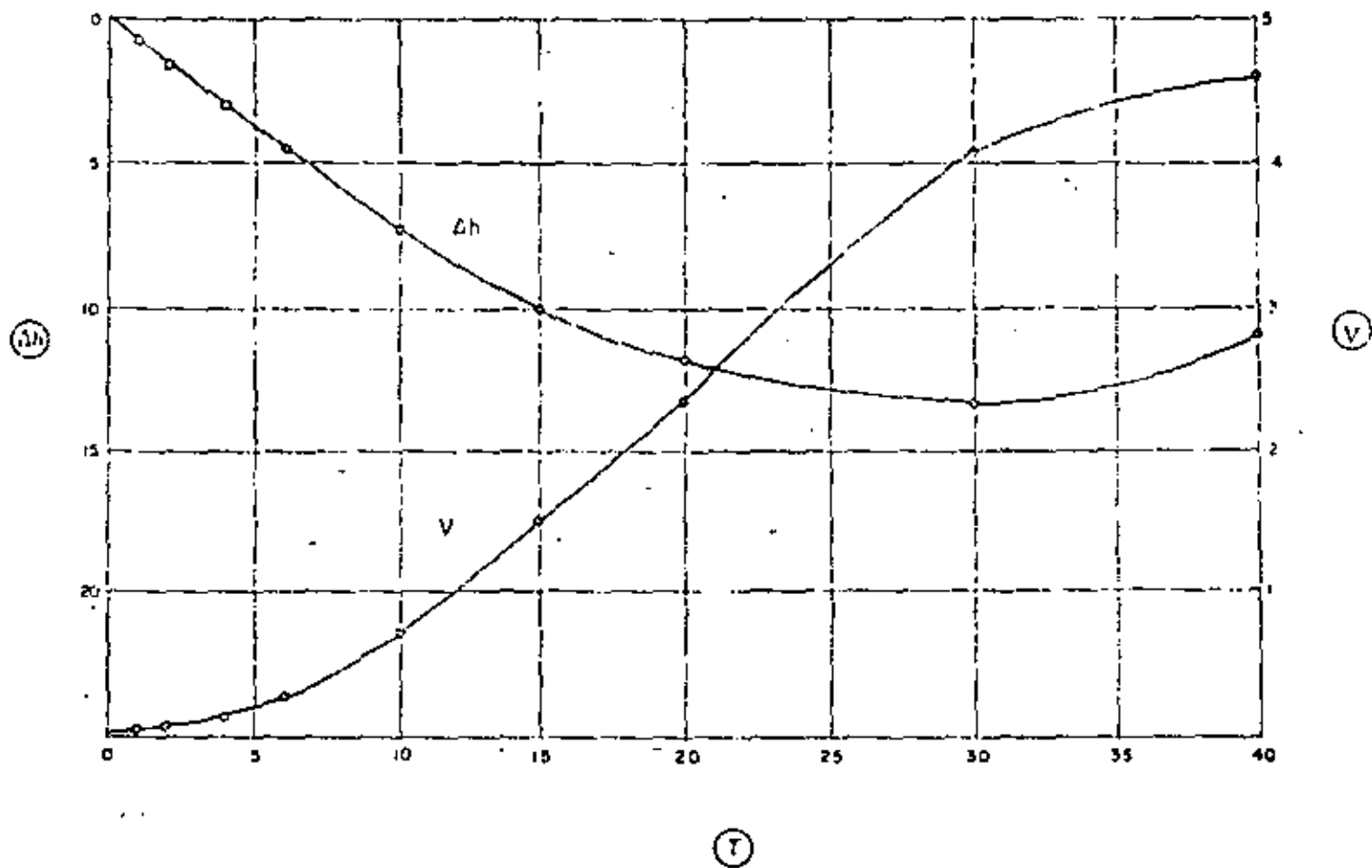


Fig. 37 Ejemplo numérico 6.

CUADRO 5—Variaciones del nivel de agua en el pozo

Tiempo desde la puesta en marcha de la bomba (hrs) (1)	Intervalo de tiempo considerado (hrs) (2)	Afluente al pozo de tubería * (cfs) (3)	Efluente del pozo de tubería (cfs) (4)	$Q = (4) - (3)$ (cfs) (5)	Abatimiento del nivel en el pozo de tubería (pies) (6)	$h$ (pies) (7)	Pérdida de carga en la tubería (ft agua) (8)	$h_1 - h_2$ (pies) (9)	$Q$ (pies cúbicos) (10)
1	—	0	9.42	0.42	0.75	0.75	0	0.75	0.012
—	1	—	—	—	—	—	—	—	—
2	—	0.01	9.42	9.38	0.74	1.49	0	1.49	0.024
—	2	—	—	—	—	—	—	—	—
4	—	0.25	18.84	18.61	1.48	2.97	0	2.97	0.096
—	2	—	—	—	—	—	—	—	—
6	—	0.63	18.84	18.01	1.43	4.40	0	4.40	0.132
—	4	—	—	—	—	—	—	—	—
10	—	3.44	37.68	34.24	2.72	7.12	0.03	2.09	0.417
—	5	—	—	—	—	—	—	—	—
15	—	11.5	47.10	35.6	2.84	9.96	0.27	9.69	0.781
—	5	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	23.7	47.10	23.4	1.86	11.82	1.01	10.77	0.866
—	10	—	—	—	—	—	—	—	—
30	—	74.4	94.2	19.8	1.53	13.40	2.80	10.60	1.71
—	10	—	—	—	—	—	—	—	—
40	—	128.0	91.2	-33.8	-2.69	10.71	7.45	3.26	0.52

\* En la tubería de 24 pulgadas; conociendo  $(h_1 - h_2)$  se calcula el caudal.

† Como el pozo es cilíndrico,  $h = \frac{4 \left( \frac{\text{Efluente - Afluente}}{\text{Intervalo de tiempo}} \right)}{3.14 \times (\text{Diámetro})^2}$

‡ En la tubería de 24 pulgadas; conociendo el afluente al pozo se calcula la pérdida de carga.

2.1 INTRODUCCION

Al tratar sobre la clasificación, la velocidad específica ( $N_s$ ) y el tipo de curvas en las bombas centrífugas, quedó establecido el rango de características para las bombas de flujo mixto y de flujo axial. Sin embargo, haremos un extracto para que podamos distinguirlos con mayor facilidad:

<u>FLUJO MIXTO</u>	<u>F. MIXTO</u>	<u>F. AXIAL</u>
$N_s$	4200 a 9000	> 9000
$N_s$	medias	grandes
$N_s$	medias	pequeñas
curva	creciente	muy creciente
caso	tipo difusor	tipo difusor

2.2 PROPIEDADES ESPECIFICAS PARA LAS BOMBAS CENTRIFUGAS DE FLUJO MIXTO Y DE FLUJO AXIAL.

En esta continuación exponemos algunas propiedades para ambas bombas, con ligeros cambios en algunos de ellos, aplicables a los dos tipos. En cuanto a la posición pueden ser horizontales o verticales. El tipo más común es el vertical en cárcamo húmedo, de uno o dos pasos, en muy pocas ocasiones de más de dos pasos. El tipo de descarga puede ser sobre o sobre la superficie. Su acoplamiento al elemento motriz se realiza con el de tipo flecha sólida o flecha hueca, indistintamente. La lubricación del eje (flecha) en la columna de descarga, normalmente se efectúa con aceite o con la misma agua bombeada, si las características de ésta no afectan a las chumaceras y al eje; en otras ocasiones se usa agua limpia a presión entre el eje y el tubo de protección, como lubricante.

El impulsor de una bomba de flujo axial, es abierto, no se puede recortar de recorte de impulsor (no debe recortarse) sino de un ángulo de 60 grado de inclinación de los dientes. En cambio el impulsor de flujo mixto es cerrado ó semiabierto, puede tener ligeros recortes. En su diseño esencial se refiere al número de dientes y a su ángulo de salida. Hay tipos de bombas de flujo mixto que también no se recortan debido al diseño de éste y del tazón estigmateo.

El diámetro de paso de esfera, (tamaño del sólido que puede pasar por el impulsor, sin atascarse) es mayor en la bomba de flujo axial

que en la de flujo mixto. Sin embargo, normalmente, la limitación no es en el impulsor, más bien lo es el difusor, sobre todo cuando se tiene dos ó más pasos en la bomba; por esto se debe tener cuidado de querer utilizar bombas verticales de flujo mixto o de flujo axial, como unidades de tipo inatascable.

El factor de empuje es mayor en una bomba de flujo axial que en una de flujo mixto, siendo bastante alto en ambas unidades, con valores mayores (4 a 5 veces) que en una bomba de flujo radial. El empuje total lo puede soportar el balero de carga del motor o bien un balero especial con su alojamiento y apoyado sobre la base de la bomba.

La más importante observación que se debe tener en la selección, instalación y operación de las bombas de flujo mixto y de flujo axial, es el hecho de su comportamiento al considerarlas operando con un caudal igual a cero y por lo tanto con carga máxima. En la de flujo mixto se tiene una carga 220% mayor y, una demanda de potencia de 150% también mayor que las obtenidas en el punto de máxima eficiencia. En cambio, para la de flujo axial, estos incrementos son exagerados, teniéndose 350% mayor en la carga y 300% mayor en la potencia demandada, que los del punto de máxima eficiencia.

Estos incrementos nos indican que no debemos operar las bombas de flujo mixto y de flujo axial, con caudales muy pequeños, relacionados al de diseño; o también debemos evitar instalar válvulas en la descarga de este tipo de bombas pues en caso de instalarse, se tendrían motores excesivamente desproporcionados, así como baleros de empuje sobradísimos, para el servicio normal de diseño.

Cuando se tengan este tipo de bombas en paralelo, debemos procurar que descarguen individualmente o bien lo hagan a un tanque ó caja de oscilación si la línea de conducción es muy larga.

### 3-7-3- APLICACIONES

Por sus características:  $(Q)$ ,  $(H)$ ,  $(N_g)$  y tipo de curvas, tienen una gama muy amplia en sus aplicaciones, siendo las principales: Irrigación y drenaje en agricultura, control de inundaciones, control de avenidas, drenaje pluvial, efluentes de aguas negras con tratamiento primario (después de un desmenuzador, prosedimentador, etc), torres de enfriamiento, etc.,

## 3-8-10 BOMBAS CENTRIFUGAS CON ARREGLOS O DISEÑOS ESPECIALES.

### 3-8-11 INTRODUCCION

Debido a la gran aplicación que tienen las bombas centrífugas, existe un gran número de casos y problemas especiales donde es necesario hacer ciertas modificaciones o diseños especiales a las unidades para obtener una operación satisfactoria de las mismas. Entre las principales, se pueden mencionar a las eyectoras, autocebantes, de sumidero, sumergibles y de pozo profundo y de payones (well point).

### 3-8-12 BOMBAS EYECTORAS

Esta unidad es realmente una combinación de un eyector y una bomba centrífuga. Sus componentes esenciales son: Un tubo tipo venturi, un chiflón, la tubería de succión, la tubería de recirculación, una válvula reguladora, una válvula de pie y la bomba centrífuga. El conjunto chiflón y tubo tipo venturi trabaja de acuerdo con el principio establecido por Bernoulli que consiste en que, cuando se tiene un flujo en una tubería, la presión del agua decrece en relación directa al incremento de la velocidad del flujo, y viceversa. La eficiencia de este arreglo, bomba eyector, es baja debido al causal de recirculación necesario para poder operar el chiflón. Sin embargo, por su sencillez, no es objectionable en la mayoría de los casos en que se usan, como son, entre otras en instalaciones domésticas, debido a las ventajas que presentan:

- 1. Pueden instalarse en pozos someros, con ademes de 5 a 10 cm. de diámetro y niveles dinámicos pequeños y poco variables durante el funcionamiento.
- 2. Sencillez de su manejo, tanto en la bomba como del eyector y tuberías de succión.
- 3. Sencillez, aunada a una inversión y mantenimiento relativamente bajos.

### 3-8-13 BOMBAS AUTOCEBANTES.

Este tipo de unidades, como las eyectoras, también es una bomba centrífuga con arreglos especiales en su carcasa tipo voluta que permite mantener un depósito de agua después de haberse parado, una válvula check, tipo bola, en la succión de la carcasa, retiene el agua después de cada paro.



Las conexiones de succión y descarga de la bomba se localizan siempre en la parte superior de la carcasa.

La aplicación principal de estas bombas se tiene en el drenaje de construcciones tipo medio, en las cuales no se justifica una instalación normal de bombas convencionales, ya sea por el poco monto de la obra o por el tiempo de ejecución de la misma.

### 3-8-4 BOMBAS DE BOMBARDERO

El nombre de estas unidades debemos asociarlo a bombas verticales tipo cárterno húmedo, cuyo tamaño permita que un solo individuo la maneje con facilidad, es decir, que sea manejable. Normalmente son de capacidad pequeña, con motor fraccionario y sus aplicaciones son muy variadas:

Drenar las fugas de bombas ó turbinas (pequeñas) en una casa de máquinas, manejar aceites residuales en un taller de maquinados, drenar construcciones muy pequeñas, etc.

Esencialmente se componen de bomba con carcasa tipo voluta, columna de soporte y columna de descarga. Puede autosuportarse con un dispositivo especial abajo del colador y de la succión ó mediante una placa situada entre la columna de soporte y la base del motor.

### 3-8-5 BOMBAS SUMERGIBLES.-

Estrictamente hablando, casi todas las bombas pueden ser sumergibles en el agua. Sin embargo, se ha convenido utilizar el adjetivo sumergibles para designar a las unidades, bomba-motor, con un arreglo especial que permite la operación de la bomba con el motor sumergido en el mismo líquido que se está bombeando. Estas unidades están constituidas por:

- . Motor totalmente cerrado (encapsulado).
- . Colador
- . Cuerpo de bomba.
- . Columna de descarga.
- . Válvula check para carga mayor de 60 m.
- . Cable blindado (alimentación motor).
- . Placa de sustentación (para bomba vertical).
- . Codo de descarga (para bomba vertical).

- Aplicación principal de estas bombas, se recomienda al tenerse:
  - Pozos con nivel dinámico mayor de 150 m.
  - Pozos desplomados ó con cierto quiebro (cualquier nivel dinámico)
  - Espacios muy reducidos.

• Bombas en líneas horizontales superficiales o poco profundas (en cámara obra civil).

- Instalaciones silenciosas (hospitales, conjuntos residenciales, con pocas áreas disponibles para instalaciones convencionales).

• Limitaciones para los casos anteriores, son:

- Evitar el uso para bombear agua con temperaturas mayores de 150°C
- No usarlo cuando el pozo produzca algo de arena ó sólidos pequeños en cierta proporción.
- No usarlo en aguas corrosivas ó muy incrustantes.

**POZOS PUYONES (well point).**

Finalmente, dentro de los diseños especiales ó importantes, tenemos a los sistemas de puyones (well point) que realmente no son bombas centrífugas sino que más bien, forman parte de un sistema de tuberías conectadas a la succión de una ó varias bombas centrífugas. En efecto al atenderse al uso de estos sistemas, abatimientos del nivel freático (excavaciones ó compactaciones) y suministro de agua con control del nivel freático, esencialmente están constituidos por:

- Puyón (tubo perforado y alojado en otro tubo-cedazo) clavado verticalmente en el terreno (similar al adoso de un pozo). La distancia entre cada puyón varía de 60 a 150 cm., dependiendo del tipo de terreno.

• Válvula en la descarga de cada puyón varía de 60 a 150 cm., dependiendo del tipo de terreno.

• Válvula en la descarga de cada puyón (para control de gasto).

- Cabezal ó múltiple colector, al cual se conectan los puyones por la parte superior.

- Bomba centrífuga autocombante, cuya succión se conecta al cabezal ó múltiple colector:

- Bomba auxiliar (tipo de vacío) para eliminar el aire del cabezal ó colector cuando tenga un desarrollo considerable.

El funcionamiento de este sistema se comprende con facilidad, haciendo la similitud con una bomba horizontal autoaccionada, colocada sobre la losa de un aljibe y bombeando el agua contenida en éste a un nivel máximo de 5 a 6 m. por abajo del eje del impulsor.

La capacidad de un sistema de puyones depende de la permeabilidad del terreno, de su contenido de agua y del número de tubos eyectores (puyones). La capacidad de cada puyón es muy variable, 0.2 a 0.3 lps ó de 2 a 3 lps dependiendo, como ya se indicó, de las características del terreno.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Centrifugal Pumps.- Igor Karassik and Roy Carter.
- 2.- Hydraulic Institute Standards, 13th Edition.
- 3.- Bombas para Agua Potable.- Div. Doctorado Facultad  
Ingeniería, UNAM Esc. Ingría. Sanitaria.
- 4.- Ground water and wells. Edward E. Johnson, Inc.
- 5.- Elements of Hydraulic Engineering.- Ray K. Linsley, Jr.
- 6.- Construction Planning, Equipment, and Methods.- R. L. Pourifoy.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

ESTACIONES DE BOMBEO

SEGUNDA PARTE

ESPECIFICACIONES Y DETALLES DE CONSTRUCCIÓN

M. EN I. GILBERTO SOTELO AVILA

SEPTIEMBRE, 1983

**CAPITULO 2**

(TOMADO DEL LIBRO "BOMBAS" DE ING.  
MANUEL VIEJO ZUBICARAY, ED. LIMUSA,  
SEGUNDA EDICION, MEXICO, 1975.).

*Especificaciones y detalles  
de construcción*

DEFINICIONES Y NOMENCLATURA

Definiciones de las partes constitutivas de una bomba. Las partes constitutivas de una bomba centrífuga dependen de su construcción y tipo. Por esta razón existe una innumerable cantidad de piezas, las cuales se han numerado de 1 a 170 por el Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos de América.

De la lista que aparece en el libro del Instituto se han entresacado las partes más usadas, cuyos nombres se enumeran a continuación y se ilustran en la figura 20.

- |  |                                     |  |
|--|-------------------------------------|--|
| 1. Carraza                                     | 44. Cople (mitad bomba)             |  |
| A: Mitad superior                              | 46. Cuña del cople                  |  |
| B: Mitad inferior                              | 48. Buje del cople                  |  |
| 2. Impulsor                                    | 50. Tuerca del cople                |  |
| 4. Propela                                     | 52. Perno del cople                 |  |
| 6. Flecha                                      | 59. Tapa de registro                |  |
| 7. Anillo de desgaste de la carcasa            | 68. Collarín de la flecha           |  |
| 8. Anillo de desgaste del impulsor             | 72. Collarín axial                  |  |
| 9. Tapa de succión                             | 78. Espaciador de balero            |  |
| 11. Tapa del estopero                          | 85. Tubo de protección de la flecha |  |
| 13. Empaque                                    | 89. Sello                           |  |
| 14. Carcasa de flecha                          | 91. Tazón de succión                |  |
| 15. Tazón de descarga                          | 101. Tubo de columna                |  |
| 16. Balero (interior)                          | 103. Chumacera de conexión          |  |
| 17. Pecesastopas                               | 123. Tapa de balero                 |  |
| 18. Balero (exterior)                          | 125. Grasea de copa                 |  |
| 19. Soporte de baleros                         | 127. Tubería de sello               |  |
| 20. Tuerca de la camisa                        |                                     |  |
| 22. Tuerca del balero                          |                                     |  |
| 24. Tuerca del impulsor                        |                                     |  |
| 25. Anillo de desgaste de la cabeza de succión | Extremo líquido                     | } Carraza<br>Cabeza de succión<br>impulsor<br>Anillos<br>Camisa de flecha<br>Jaula de sello<br>Sello, etc. |
| 27. Anillo de la tapa del estopero             | (todas las partes                   |  |
| 29. Jaula de sello                             | en contacto con el                  |  |
| 31. Alojamiento de balero (interior)           | líquido)                            |  |
| 32. Cuña del impulsor                          |                                     |  |
| 33. Alojamiento de balero (exterior)           |                                     |  |
| 35. Cuña de la propela                         |                                     |  |
| 37. Tapa de balero (exterior)                  |                                     |  |
| 39. Buje del balero                            |                                     |  |
| 40. Deflector                                  |                                     |  |
| 42. Copie (mitad motor)                        | Elementos de soporte                | } Soporte<br>Flecha<br>Baleros<br>Tapas, etc.  |
|  | y transmisión                       |  |

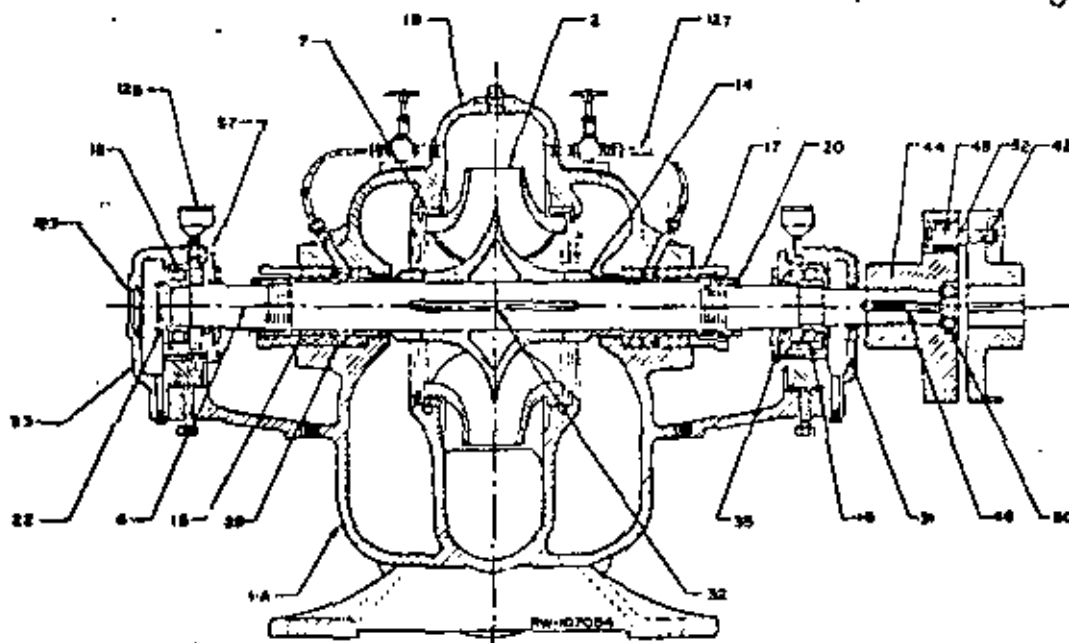


Figura 20. Partes constitutivas de una bomba centrífuga.

**Tamaño.** El tamaño nominal de una bomba centrífuga se determina generalmente por el diámetro interior de la brida de descarga. Sin embargo, esta designación muchas veces no es suficiente puesto que no determina el gasto que puede proporcionar una bomba, ya que éste dependerá de la velocidad de rotación así como del diámetro del impulsor.

Conforme a ello suelen usarse designaciones tales como la que se muestra al final de esta página.

**Sentido de rotación.** El sentido de rotación de una bomba centrífuga puede ser:

- En el sentido de las manecillas del reloj.
- En el sentido contrario a las manecillas del reloj.

El punto de observación debe ser en una bomba horizontal cuando el observador está colocado en el lado del coque de la bomba.

Lo mismo sucede en las bombas verticales en las cuales el observador debe colocarse mirando hacia abajo en la flecha superior de la bomba.

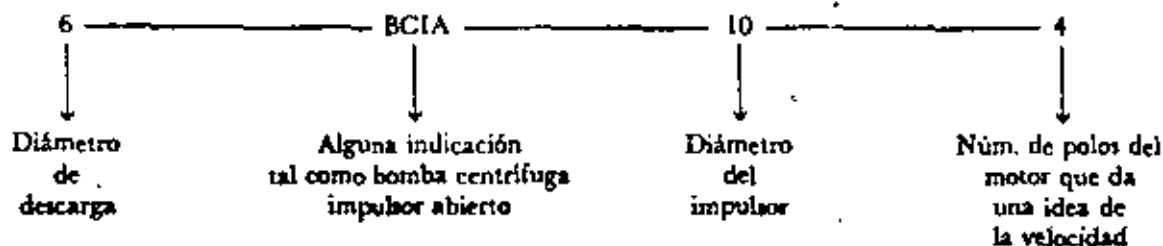
**Clasificación de las bombas por el tipo de material de sus partes.** Las designaciones del material frecuentemente usadas para bombas son:

- Bomba estándar (hierro y bronce).
- Bomba toda de hierro.
- Bomba toda de bronce.
- Bombas de acero con partes internas de hierro o acero inoxidable.
- Bombas de acero inoxidable.

Las bombas centrífugas pueden construirse también de otros metales y aleaciones como porcelana, vidrio, hules, etcétera.

Las condiciones de servicio y la naturaleza del líquido manejado determinarán el tipo de material que se usará.

Para bombas de alimentación de agua potable la construcción más normal es la estándar de hierro y bronce.





Parte	Bomba estándar	Bomba toda de hierro	Bomba toda de bronce	Bomba de acero	Bomba de acero inoxidable
Carcasa	Fierro	Fierro	Bronce	Acero	Acero inoxidable
Cabeza de succión	Fierro	Fierro	Bronce	Acero	Acero inoxidable
Impulsor	Bronce	Fierro	Bronce	Fierro, acero o acero inoxidable	Acero inoxidable
Anillos de desgaste	Bronce	Fierro	Bronce	Acero inoxidable	Acero inoxidable
Difusores	Fierro	Fierro	Bronce	Acero	Acero inoxidable
Flecha	Acero	Acero	Acero	Acero con alto contenido de carbono	Acero inoxidable
Cámara de flecha	Latón	Acero o acero inoxidable	Latón	Acero inoxidable	Acero inoxidable
Prensastopas y partes pequeñas	Bronce	Fierro	Bronce	Acero o acero inoxidable	Acero inoxidable
Soporte de baleros	Fierro	Fierro	Fierro	Fierro	Fierro

En el cuadro anterior se mencionan los materiales usados en las partes de una bomba horizontal, según la construcción de cada una de ellas.

Las bombas de pozo profundo usadas para alimentación de agua usan los siguientes materiales:

- Tarozes—Fierro.
- Impulsores—Bronce.
- Flechas de impulsor—Acero inoxidable 13% Cr.
- Flechas de línea—Acero al carbono.
- Chumaceras—Bronce.
- Tuberías—Acero.
- Cabezal de descarga—Fierro o acero.

En general, las condiciones de servicio que afectan principalmente la selección de materiales son las siguientes:

- a) Corrosión del líquido manejado.
- b) Acción electroquímica.
- c) Abrasión de los sólidos en suspensión.
- d) Temperatura de bombeo.
- e) Carga de operación.
- f) Vida esperada.

Como se ve, en el caso de bombas para alimentación de agua potable, los factores anteriores no están presentes, a excepción de la abrasión que puede producirse con pozos donde exista arena.

Un factor que puede afectar la selección de materiales para bombas de alimentación de agua potable es el tipo de lubricación. En los casos en que el aceite lubricante pudiese contaminar el agua se usa lubricación por

agua, teniéndose que usar entonces camisas de acero inoxidable y chumaceras de hule montado en soportes de chumacera de bronce.

**Clasificación de las bombas por el tipo de succión.** Las bombas, de acuerdo con su tipo de succión, se pueden catalogar en:

1. Simple succión.
2. Doble succión (ambos lados del impulsor).
3. Succión negativa (nivel del líquido inferior al de la bomba).
4. Succión positiva (nivel del líquido superior al de la bomba).
5. Succión a presión (la bomba succiona el líquido de una cámara hermética donde se encuentra ahogada y a donde llega el líquido a presión).

**Clasificación de las bombas por su dirección de flujo.** De acuerdo con la dirección del flujo las bombas se dividen en:

1. Bombas de flujo radial.
2. Bombas de flujo mixto.
3. Bombas de flujo axial.

Las bombas de flujo radial tienen impulsores generalmente angostos de baja velocidad específica, que desarrollan cargas altas. El flujo es casi totalmente radial y la presión desarrollada es debida principalmente a la fuerza centrífuga.

En las bombas de flujo mixto el flujo cambia de axial a radial. Son bombas para gastos y cargas intermedias y

La velocidad específica de los impulsores es mayor que las de flujo radial.

En las bombas de flujo axial llamadas de propela el flujo es completamente axial y sus impulsores son de alta velocidad específica.

### CARCAZA

**Función.** La función de la carcasa en una bomba centrífuga es convertir la energía de velocidad impartida al líquido por el impulsor en energía de presión. Esto se lleva a cabo mediante reducción de la velocidad por un aumento gradual del área.

#### Tipos

Según la manera de efectuar la conversión de energía	<table border="0"> <tr> <td rowspan="2">Voluta</td> <td>Simple</td> </tr> <tr> <td>Doble</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Difusor</td> </tr> </table>	Voluta	Simple	Doble	Difusor			
Voluta	Simple							
	Doble							
Difusor								
Según su construcción	<table border="0"> <tr> <td rowspan="3">Partida</td> <td>De una pieza</td> <td> <table border="0"> <tr> <td>Por un plano horizontal</td> </tr> <tr> <td>Por un plano vertical</td> </tr> <tr> <td>Por un plano inclinado</td> </tr> </table> </td> </tr> </table>	Partida	De una pieza	<table border="0"> <tr> <td>Por un plano horizontal</td> </tr> <tr> <td>Por un plano vertical</td> </tr> <tr> <td>Por un plano inclinado</td> </tr> </table>	Por un plano horizontal	Por un plano vertical	Por un plano inclinado	
Partida	De una pieza		<table border="0"> <tr> <td>Por un plano horizontal</td> </tr> <tr> <td>Por un plano vertical</td> </tr> <tr> <td>Por un plano inclinado</td> </tr> </table>	Por un plano horizontal	Por un plano vertical	Por un plano inclinado		
	Por un plano horizontal							
	Por un plano vertical							
Por un plano inclinado								
Según sus características de succión	<table border="0"> <tr> <td rowspan="3">Succión por un extremo</td> <td>Simple</td> <td rowspan="3"> <table border="0"> <tr> <td>Lateral</td> </tr> <tr> <td>Superior</td> </tr> <tr> <td>Inferior</td> </tr> </table> </td> </tr> <tr> <td>Doble</td> </tr> </table>	Succión por un extremo	Simple	<table border="0"> <tr> <td>Lateral</td> </tr> <tr> <td>Superior</td> </tr> <tr> <td>Inferior</td> </tr> </table>	Lateral	Superior	Inferior	Doble
Succión por un extremo	Simple		<table border="0"> <tr> <td>Lateral</td> </tr> <tr> <td>Superior</td> </tr> <tr> <td>Inferior</td> </tr> </table>		Lateral	Superior	Inferior	
	Lateral							
	Superior							
Inferior								
Doble								
Según el número de pasos	<table border="0"> <tr> <td rowspan="2">De un paso</td> <td rowspan="2">De varios pasos</td> </tr> </table>	De un paso	De varios pasos					
De un paso	De varios pasos							

*La carcasa tipo voluta.* Es llamada así por su forma de espiral. Su área es incrementada a lo largo de los 360° que rodean al impulsor hasta llegar a la garganta de la carcasa donde conecta con la descarga (Fig. 21).

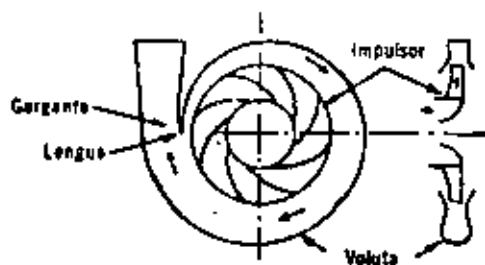


Figura 21. Carcasa tipo voluta.

Debido a que la voluta no es simétrica, existe un desbalanceo de presiones, lo cual origina una fuerza radial muy apreciable sobre todo si la bomba se trabaja con gastos alejados y menores al gasto del punto de máxima eficiencia.

La magnitud de este empuje radial es una función de la carga, diámetro del impulsor, ancho del mismo y diseño de la misma carcasa. Cuando se quiere eliminar el problema del empuje radial que se produce en una bomba de simple voluta, se usa bomba de doble voluta en la cual cada voluta toma la mitad del gasto y cada una de ellas tiene su garganta colocada 180° distante. Esta variante se usa solamente en bombas grandes.

*La carcasa tipo difusor.* Consiste en una serie de aspas fijas que además de hacer el cambio de energía de velocidad a presión, guían el líquido de un impulsor a otro.

Su aplicación más importante es en las bombas de pozo profundo que son bombas de varios pasos con impulsores en serie tal como se muestran en las figuras 22 y 23.

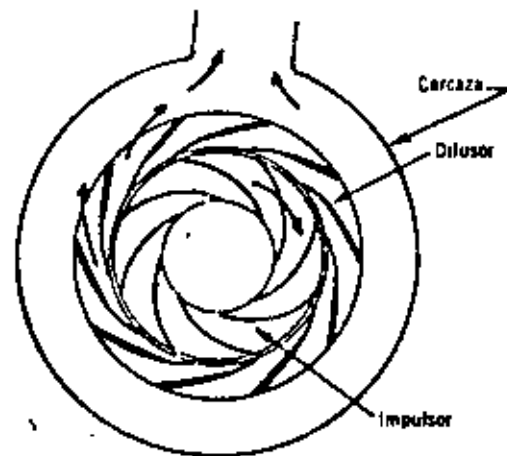


Figura 22. Carcasa tipo difusor

Según su construcción las carcasas pueden ser de una sola pieza o partidas.

Las carcasas de una sola pieza, por supuesto, deben tener una parte abierta por donde entra el líquido.

Sin embargo, para poder introducir el impulsor, es necesario que la carcasa esté partida y ello puede ser a través de un plano vertical, horizontal o inclinado (véase figuras 24 y 25).

Las carcasas que están partidas por un plano horizontal tienen la gran ventaja de que se pueden inspeccionar las partes internas sin tener que quitar las tuberías, y se designan como bombas de caja partida. Se usan para abastecimiento de agua en grandes cantidades.

Las bombas con carcasa inclinada se usan mucho en aquellos casos en que se manejan pulpas o pastas que continuamente están obstruyendo el impulsor y cuya revisión es continua, pero su uso es para fábricas de papel o ingenios, como se verá en otro capítulo.

Según sus características de succión las carcasas pueden ser de simple o doble succión, correspondiendo a las

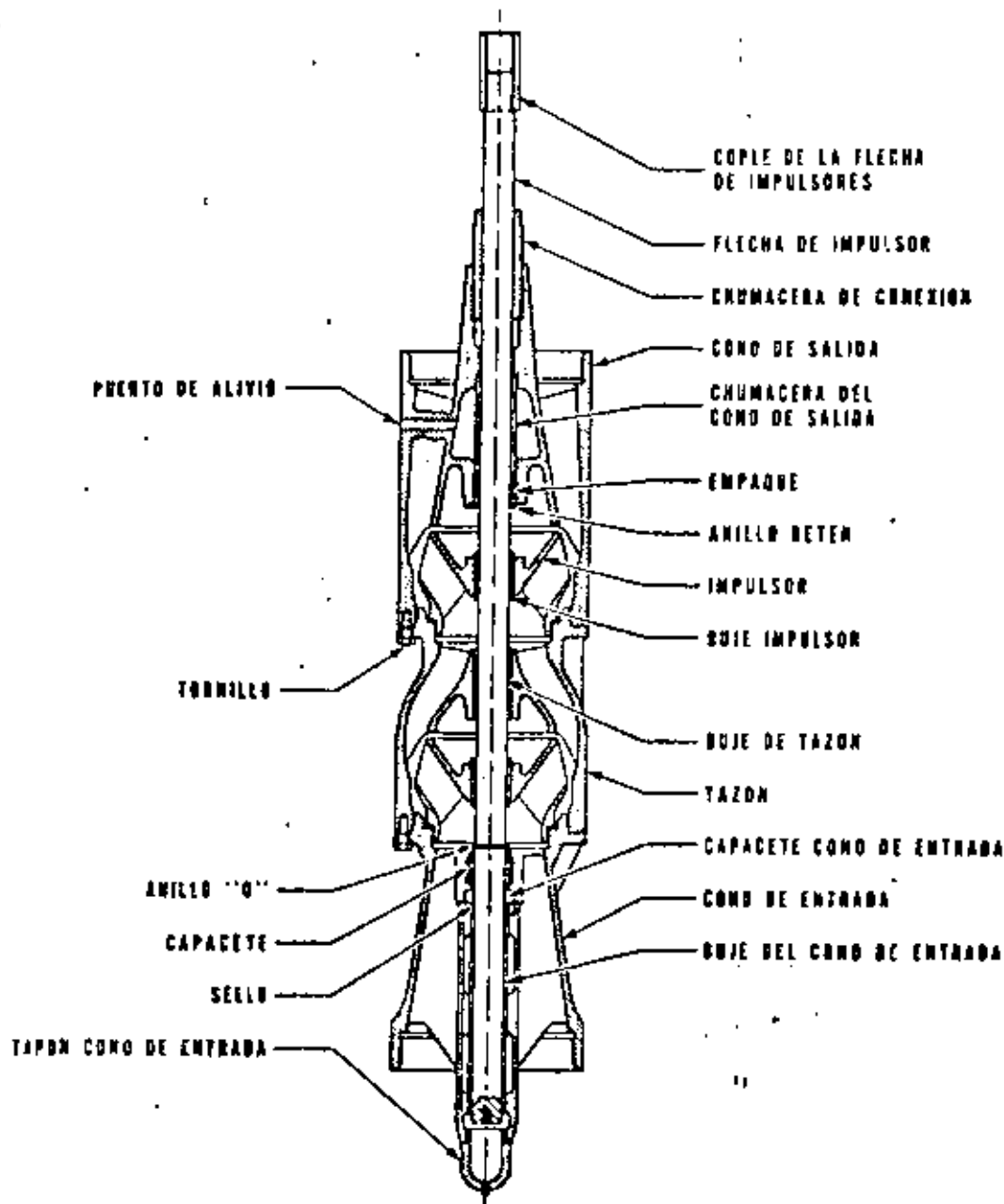


Figura 2A. Corte seccional de una bomba de pozo profundo.

características del impulsor que succionará el agua por uno o ambos extremos.

Pero por lo que se refiere propiamente a la carcasa, se puede tener succión lateral superior o inferior como se muestra gráficamente en las fotografías de las figuras 26, 27 y 28.

Las ventajas de las distintas disposiciones dependen del uso específico a que se vaya a destinar la bomba centrífuga y depende, principalmente, de las necesidades y colocación de las tuberías de succión y descarga.

Por último, la carcasa puede ser de uno o varios pasos según contenga uno o más impulsores.

Un caso ya citado fue el de la bomba de pozo profundo, pero en ella cada tazón lleva su propio impulsor, por lo cual, aun cuando la bomba es de varios pasos, el tazón sólo está construido para alojar un solo impulsor.

Existen carcasas de bombas centrífugas mucho más complicadas las cuales deben alojar varios impulsores. Estas bombas se usan para altas presiones y las carcasas deben tener los conductos que comuniquen de uno a otro paso, según se muestra en la figura 29.

**Construcción.** La construcción de los diversos tipos de carcasas antes citadas cubre las siguientes etapas:

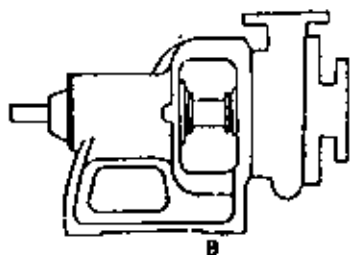


Figura 24. Carcasa partida por un plano vertical.

1. Diseño con la elaboración de los planos
2. Elaboración de modelos.
3. Selección de materiales
4. Fundición.
5. Maquinado.

El diseño se hace partiendo de las condiciones hidráulicas que se pretenden cubrir y mediante los conocimientos obtenidos del diseño hidrodinámico, así como de las experiencias obtenidas en diseños anteriores mediante los cuales se fijan constantes de diseño que facilitan el trabajo del proyectista.

Es sabido que la complejidad del flujo en una máquina hidráulica impone aun hoy día, la necesidad de recurrir en numerosas ocasiones a la experimentación, bien en modelos reales o en modelos a escala, convirtiendo los resultados por las relaciones de homología.

Una vez que experimentalmente se ha obtenido la forma óptima, se terminan los planos, determinando todas las secciones y desarrollos necesarios para proceder a la elaboración de los modelos que se usaron para la fundición de las piezas.

Los modelos suelen hacerse en madera o en aluminio. Si la madera es buena y desflepada que asegure que no habrá deformaciones, se prefiere por su fácil trabajo y menor costo. Cuando la madera no cumple dichas condiciones, como es el caso en México, es necesario

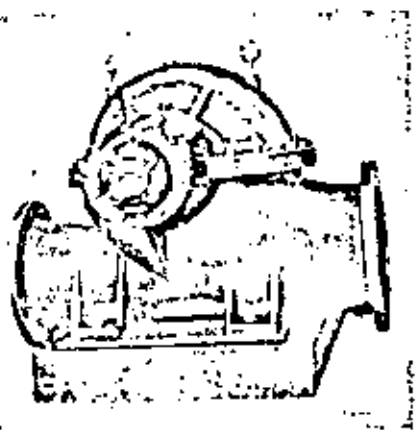


Figura 25. Carcasa partida por un plano horizontal.

hacer un modelo maestro en madera y el modelo definitivo de trabajo en aluminio, ya que éste no se tuerce, es ligero y resiste mucho más, aun cuando, por supuesto, es mucho más caro.

Al hacer los modelos debe tenerse en cuenta la contracción que sufrirá el material al ser fundido y por tanto el modelo deberá ser más grande. La contracción de los metales usados es la siguiente:

Fierro	1/8" por pie
Bronce	3/16" por pie
Acero	1/4" por pie
Acero inoxidable	5/16" por pie

**Materiales de la carcasa.** La mayoría de las carcasas de bombas centrífugas están hechas de fierro fundido. Sin embargo, tiene limitaciones debido a su baja resistencia a la tensión, por lo cual no se puede usar ni para altas presiones ni altas temperaturas en donde deberán usarse materiales como acero, el cual con menores espesores podrá soportar presiones mayores.

Raras veces se usan carcasas de fierro para presiones mayores de 1,000 lb/plg<sup>2</sup> y temperaturas superiores a 350°F.

El fierro es, además, difícil de soldar, cosa que no sucede con el acero. Otro material usado en carcasas de bombas centrífugas es el bronce, donde no se quiere tener contaminación en el agua o se tengan sustancias ligeramente ácidas.

También se usa acero inoxidable en sus diferentes tipos, si el líquido es altamente corrosivo o erosivo.

Para agua potable los materiales más comunes de la carcasa son fierro y algunas veces bronce.

La fundición de fierro es más fácil que la de bronce y mucho más fácil que las de acero y acero inoxidable.

Para el maquinado de carcasas se necesitan talleres dotados de tornos, mandriladoras, taladros, etc., y se deben sujetar a una inspección rigurosa para un buen ajuste en el ensamble con las demás partes constitutivas de la bomba que se verán a continuación.

## IMPULSORES

El impulsor es el corazón de la bomba centrífuga. Recibe el líquido y le imparte una velocidad de la cual depende la carga producida por la bomba.

Los impulsores se clasifican según:

Tipo de succión	{ Simple succión Doble succión
Forma de las aspas	{ Aspas curvas radiales Aspas tipo Francis Aspas para flujo mixto Aspas tipo propela
Dirección del flujo	{ Radial Mixto Axial

- Construcción mecánica { Abierto  
Semiabierto  
Cerrado
- Velocidad específica { Baja  
Media  
Alta

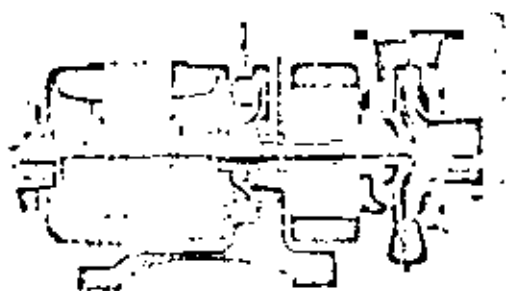


Figura 26. Succión lateral. Descarga por arriba.

En un impulsor de simple succión el líquido entra por un solo extremo, en tanto que el de doble succión podría considerarse como uno formado por dos de simple succión colocados espalda con espalda (Figs. 30 y 31).

El de doble succión tiene entrada por ambos extremos y una salida común.

El impulsor de simple succión es más práctico y usado, debido a razones de manufactura y a que simplifica considerablemente la forma de la carcaza. Sin embargo, para grandes gastos, es preferible usar un impulsor de doble succión, ya que para la misma carga maneja el doble de gasto.

Tiene además la ventaja de que debido a la succión por lados opuestos no se produce empuje axial; sin embargo, complica bastante la forma de la carcaza.

En cuanto a la forma de las aspas hemos visto cuatro grupos que se ilustran en las figuras 32, 33 y 34, explicándose al mismo tiempo su tipo de flujo y velocidad específicos.

Los impulsores de aspas de simple curvatura son de flujo radial y están sobre un plano perpendicular. Generalmente son impulsores para gastos pequeños y cargas altas, por lo cual son impulsores de baja velocidad específica. Manejan líquidos limpios sin sólidos en suspensión.

En un impulsor tipo Francis, las aspas tienen doble curvatura. Son más anchas y el flujo tiende a ser ya radial, ya axial. La velocidad específica va aumentando y la curva de variación del gasto con la carga se hace más plana.

Una degeneración de este tipo lo constituye el clásico impulsor de flujo mixto, es decir, radial-axial, en el cual empieza ya a predominar el flujo mixto. Se pueden manejar líquidos con sólidos en suspensión.

Por último, tenemos los impulsores tipos propela, de flujo completamente axial para gastos altísimos y cargas reducidas, que vienen a ser los de máxima velocidad específica. Tienen pocas aspas y pueden manejar líquidos con sólidos en suspensión de tamaño relativamente grande.

Son especialmente adecuados para bombas de drenaje en ciudades. Otro tipo de aspas es el de los impulsores centrífugos inatacables. Todos ellos se muestran en las figuras 35, 36 y 37.

Por su construcción mecánica se ve que pueden ser completamente abiertos, semiabiertos o cerrados.

Un impulsor abierto es aquél en el cual las aspas están unidas al mamelón central sin ningún plato en los extremos. Si estos impulsores son grandes en diámetro, resultan muy débiles, por lo cual, aun cuando en realidad son semiabiertos, lo que se conoce como impulsores

abiertos, llevan un plato en la parte posterior que les da resistencia (Fig. 38).

Estos impulsores abiertos tienen la ventaja de que pueden manejar líquidos ligeramente sucios ya que la inspección visual es mucho más simple y posible. Tienen la desventaja de tener que trabajar con claros muy reducidos.

Los impulsores cerrados pueden trabajar con claros mayores entre ellos y la carcaza, ya que en realidad el líquido va canalizando entre las tapas integrales con las aspas que cubren ambos lados del impulsor (Fig. 39).

Por esta razón no se presentan fugas ni recirculación. Son los impulsores más usados en aplicaciones generales de las bombas centrífugas de simple y doble succión así como en las bombas de varios pasos.

**ANILLOS DE DESGASTE**

La función del anillo de desgaste es el tener un elemento fácil y barato de remover en aquellas partes en donde, debido a las cerradas holguras que se producen entre el impulsor que gira y la carcaza fija, la presencia del desgaste es casi segura. En esta forma, en lugar de tener que cambiar todo el impulsor o toda la carcaza, solamente se quitan los anillos, los cuales pueden estar montados a presión en la carcaza o en el impulsor, o en ambos.

Existen diversos tipos de anillos y deberá escogerse el más adecuado para cada condición de trabajo y de líquido manejado. Estos incluyen: a) anillos planos; b) anillos en forma de L, y c) anillos de laberinto, de los cuales se pueden ver interesantes ilustraciones en la figura 40.



Figura 27. Succión por arriba. Descarga por arriba.



Figura 28. Succión por abajo. Descarga lateral.

Deberá cuidarse el claro que existe entre los anillos, puesto que si es excesivo resultará en una recirculación considerable, y si es reducido, éstos pueden pegarse, sobre todo si los materiales tienen tendencia a adherirse entre sí, como en el caso de los aceros inoxidables.

Generalmente en las bombas centrífugas estándar se usa bronce y en el caso de aceros inoxidables éstos deberán tener una diferencia mínima de dureza, de 50 Brinell.

### ESTOPEROS, EMPAQUES Y SELLOS

La función de éstos es evitar el flujo hacia afuera, del líquido bombeado a través del orificio por donde pasa la flecha de la bomba, y el flujo de aire hacia el interior de la bomba.

El estopero es una cavidad concéntrica con la flecha donde van colocados los empaques; de éstos existen diversos tipos que serán citados posteriormente.

Prácticamente en todos los estoperos se tendrá que ejercer una cierta presión para contrarrestar o equilibrar la que ya existe en el interior de la bomba.

Por esta razón, los empaques deben comportarse plásticamente para ajustarse debidamente y ser lo suficientemente consistentes para resistir la presión a que serán sometidos durante el funcionamiento de la bomba.

Debido a la misma presión, se origina en la flecha una fricción bastante considerable con el consabido aumento de temperatura, por lo cual deberá procurarse un medio de lubricación y enfriamiento.

Ello se logra mediante la introducción de una pieza que no se deforma llamada *jaula de sello*, la cual tiene una forma acanalada y a la cual se le hace llegar desde la misma carcasa, o desde una fuente externa un líquido de enfriamiento.

La presión de los empaques se efectúa por medio del *preestopos*, una pieza metálica que se mueve por me-

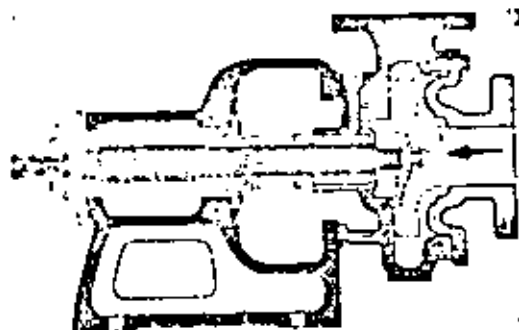


Figura 30. Impulsor de simple succión.

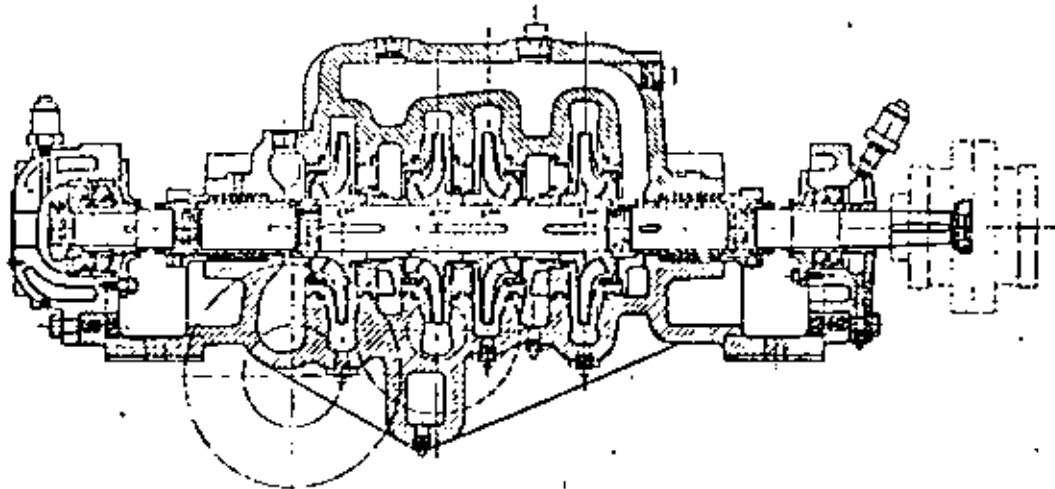


Figura 29. Bomba de cuatro pasos con impulsores opuestos.

de tornillos. La disposición de los elementos citados se muestra en la figura 41.

Los materiales usados como empaques en las bombas centrífugas pueden ser diversos, pero los más usados son:

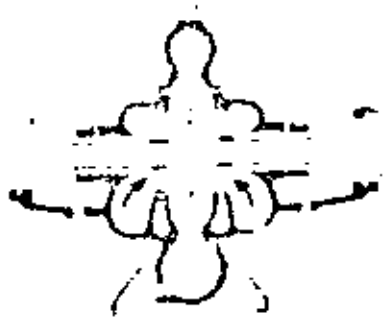


Figura 31. Impulsor de doble succión.

1. **Empaque de asbesto.** Este es comparativamente más y aconsejable para agua fría y agua a temperatura no muy elevada. Es el más comúnmente usado en forma de anillos cuadrados de asbesto grafitado.

2. Para presiones y temperaturas más altas pueden usarse anillos de empaque de una mezcla de fibras de asbesto y plomo o bien plásticos, con el mismo plomo, cobre o aluminio. Sin embargo, estos empaques se usan para otros líquidos diferentes del agua en procesos industriales químicos o de refinación.

3. Para sustancias químicas se utilizan empaques de fibras sintéticas, como el teflón, que dan excelentes resultados.



Figura 32. Impulsor de aspas curvas radiales.

Como se ha dicho, todos ellos van introducidos como anillos en la caja de empaque, quedando en medio la jaula de sello, tal como se muestra en la figura 42.

Las bombas de pozo profundo lubricadas por agua llevan también una caja de empaques vertical concéntrica con la flecha, en la cual se alojan también la jaula de sello y los anillos de empaque grafitado, en una forma enteramente análoga a las centrífugas horizontales.

**Sellos mecánicos.** En aquellos casos en que se usa el empaque convencional y para sellos debe dejarse un pequeño juego, ya que de otra manera el calor y fricción generado sobre la flecha es muy grande, dañándola y haciendo que el motor tome más potencia.

Sin embargo, hay ocasiones en que se desea que no se produzca ninguna fuga, o bien el líquido ataca a los empaques haciendo que su cambio sea frecuente. En estos casos se usa un sello mecánico que consiste en dos superficies perfectamente bien pulidas que se encuentran en contacto una con otra. Una de ellas es estacionaria y se encuentra unida a la carcasa, mientras que la otra gira con la flecha.

Los materiales de ambas superficies en forma de anillos son diferentes (generalmente una es de carbón o teflón y la otra de acero inoxidable).

El apriete de una superficie contra otra se regula por medio de un resorte. En los demás puntos por donde podría existir una fuga se ponen anillos y juntas de material adecuado, con lo cual se logra que el flujo que se escapa sea reducido prácticamente a nada.

Existe una gran cantidad de diseños de diferentes fabricantes y dos tipos básicos, el sello interior o sea dentro de la caja de empaques, y el sello externo.

Existe además el sello mecánico desbalanceado y el balanceado, entendiéndose por ello que la presión que ejerce el líquido sobre ambas caras debe ser la misma. En la figura 43 se ilustran mejor los sellos mecánicos.



Figura 33. Impulsor tipo Francis.

**FLECHAS**

La flecha de una bomba centrífuga es el eje de todos los elementos que giran en ella, transmitiendo además el movimiento que le imparte la flecha del motor.

En el caso de una bomba centrífuga horizontal, la flecha es una sola pieza o lo largo de toda la bomba. En el caso de bombas de pozo profundo, existe una flecha de impulsores y después una serie de flechas de transmisión unidas por un cople, que completan la longitud necesaria desde el cuerpo de tazones hasta el cabezal de descarga.

Las flechas generalmente son de acero, modificándose únicamente el contenido de carbono, según la resistencia

que se necesite. En el caso de bombas de pozo profundo, las flechas de impulsores son de acero inoxidable con 13% de cromo, en tanto que las flechas de transmisión son de acero con 0.38 a 0.43 de carbono, rolando en frío y rectificado.



Figura 34. Impulsor de doble flujo.

La determinación del diámetro de las flechas en centrifugas horizontales se hace tomando en cuenta la potencia máxima que va a transmitir la bomba, el peso de los elementos giratorios y el empuje radial que se produce en las bombas de voluta, que como se ha visto anteriormente, llega a ser una fuerza de magnitud apreciable.

Puesto que la velocidad crítica de una flecha está relacionada con su diámetro, deberán calcularse dichas velocidades críticas para que con el diámetro seleccionado, la flecha trabaje en zonas alejadas de la crítica.

Como es sabido, en la zona de velocidad crítica existen muchas vibraciones y cualquier desviación de la flecha las incrementa.

Las bombas de pozo profundo deberán tener chumaceras guía en diferentes puntos equidistantes, para



Figura 35. Impulsor mixto.

reducir la longitud entre apoyos y las consecuentes vibraciones.

Las flechas, tanto para bombas horizontales como verticales, deben ser rectificadas y pulidas.



Figura 36. Impulsor axial.

En las horizontales las partes que deben ser mejor maquinadas son las zonas de los baleros, de la camisa de flecha, del cuple y del impulsor, piezas que van aseguradas en distintas formas ya sea con cuñas, tuercas, etcétera.

*Camisas de flecha.* Debido a que la flecha es una pieza bastante cara y en la sección del empaque o de los apoyos hay desgaste, se necesita poner una camisa de flecha que tiene por objeto proteger la flecha y ser una pieza de cambio, sobre la cual trabajan los empaques.

Las camisas son generalmente de latón o de acero inoxidable y existen diversas formas constructivas de ellas, dependiendo del tamaño de la flecha y de la naturaleza del líquido manejado.

Como se ve en las figuras 44 y 45, la camisa se encuentra entre el impulsor y una tuerca que la aprieta. En bombas pequeñas basta con una simple cuña.

## COJINETES

El objeto de los cojinetes es soportar la flecha de todo el rotor en un alineamiento correcto en relación con las partes estacionarias. Por medio de un correcto diseño soportan las cargas radiales y axiales existentes en la bomba.



Figura 37. Impulsor tipo instacable.





Figura 38. Impulsores abiertos.

Los soportes pueden ser en forma de bujes de material suave, con aceite a presión que centra la flecha o bien los baleros comunes y corrientes, que pueden ser de bolas en sus variantes de una hilera, dos hileras, autoalineables, etc., o bien pueden ser del tipo de rodillos.

Para cargas axiales el balero deberá tener un hombro sobre el cual carguen las bolas. La carga axial es mayor en las bombas de pozo profundo que en las centrífugas horizontales y en éstas, es mayor en las bombas de simple succión que en las de doble.

En la figura 46 se ilustran diversos tipos de baleros, así como sus montajes en bombas centrífugas horizontales.



Figura 39. Parte anterior y posterior de un impulsor cerrado.

En las bombas de pozo profundo existen diversas chumaceras guía a lo largo de la bomba, como son:

- Chumacera en el cono de entrada;
- Chumacera en cada tazón;

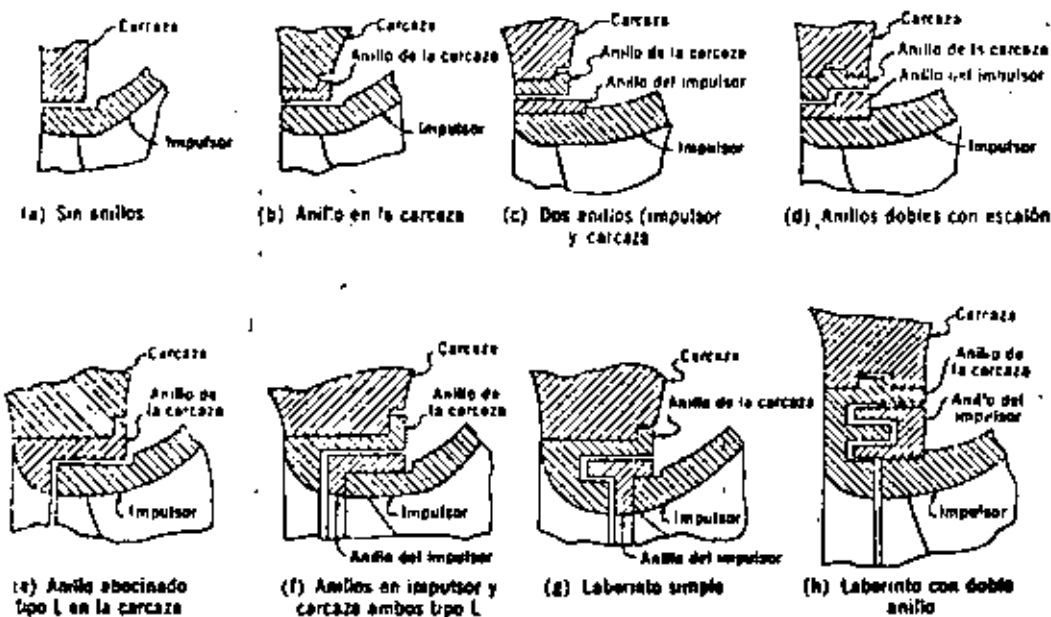


Figura 40. Diferentes tipos de anillos de desgaste.

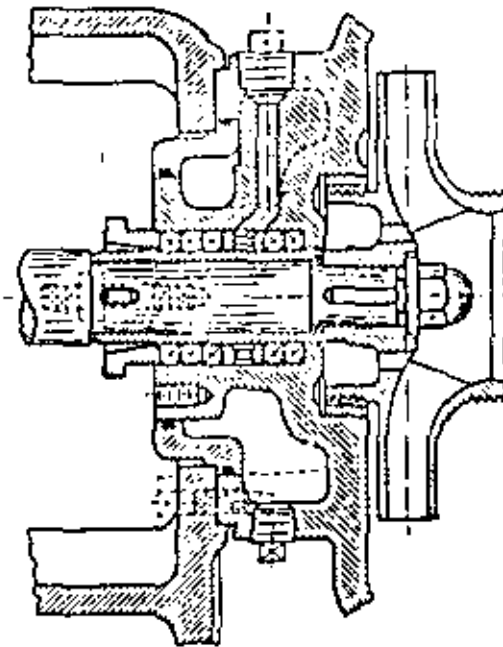


Figura 41. jaula de sello.

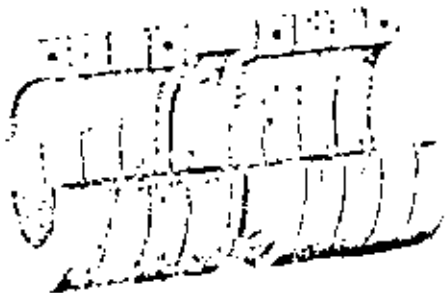
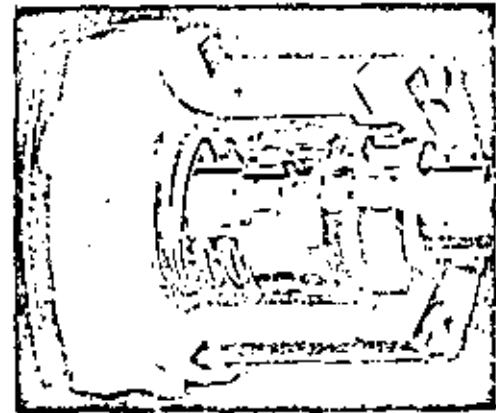


Figura 42. Empaque de fibras sintéticas con jaula.



Chumacera en el cono de salida;  
 Chumacera de línea;  
 Cojinete de baleros en el motor.  
 (Todas las chumaceras son bujes de bronce.)

*Lubricación de los cojinetes.* El lubricante que se use en los cojinetes depende de las condiciones específicas de operación. Cuando se maneja agua a temperatura ambiente, la grasa es el lubricante generalmente usado y sólo se maneja aceite cuando las bombas van a trabajar con líquidos muy calientes los cuales, al transmitir su calor a la flecha, podrían licuar la grasa.

Al usar grasa se deberá tener cuidado de no dejar los baleros sin ella, pero también de no sobrelubricarlos,

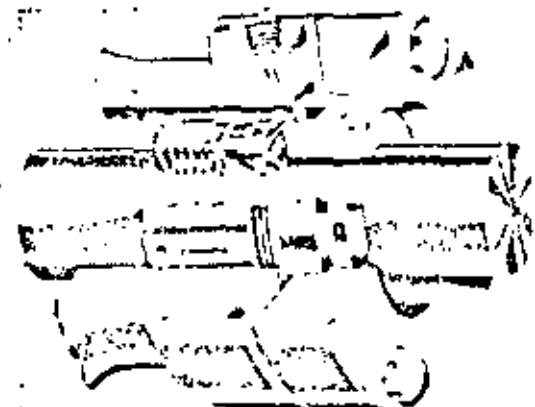


Figura 43. Sellos mecánicos.

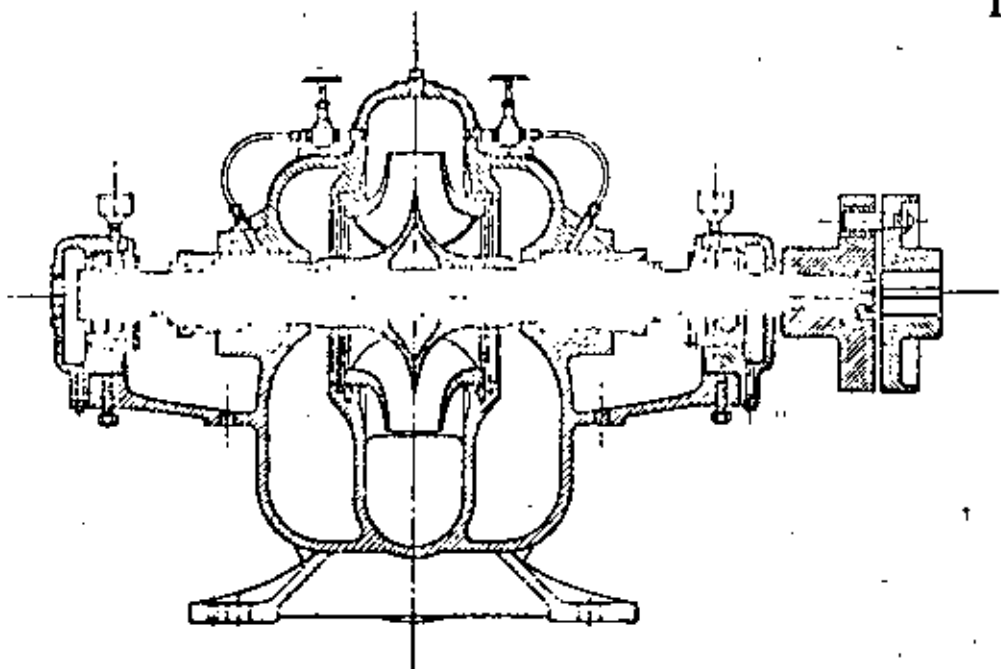


Figura 44. Flecha.

estar a la altura de la línea de centros de la bola inferior y debe tenerse un par de anillos que efectúen una especie de bombeo del aceite a las paredes, para que resbale y caiga sobre los baleros. El nivel será inspeccionado por medio de un indicador de nivel constante.

Las construcciones de los alojamientos para baleros lubricados con aceite son más complicadas por tener que

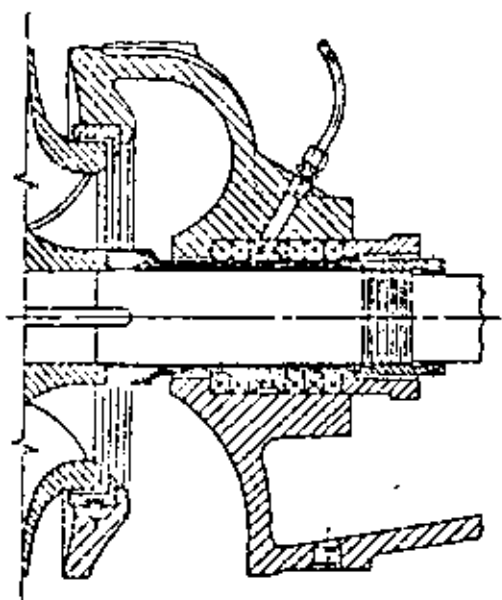


Figura 45. Camisa de flecha.

ya que una cantidad excesiva de grasa impide que las bolas giren, presentando siempre el mismo plano de carga con el consabido aumento de temperatura que perjudica a los baleros.

Cuando los baleros se lubrican con aceite, es necesario proveer un medio idóneo para mantener los niveles adecuados en los alojamientos. El nivel de aceite debe

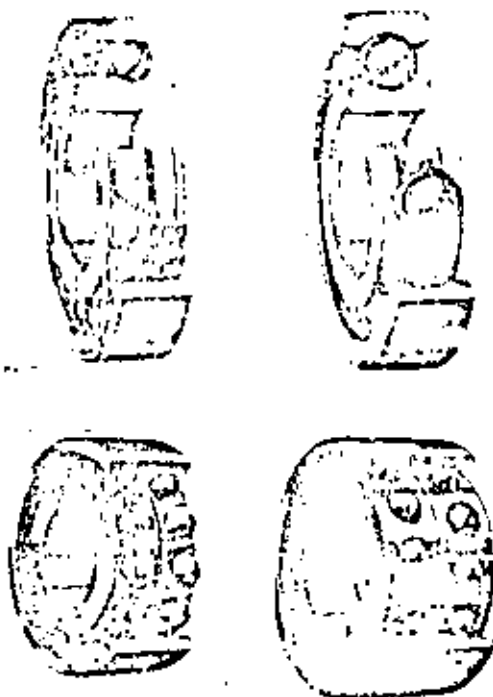


Figura 46. Diversos tipos de baleros.

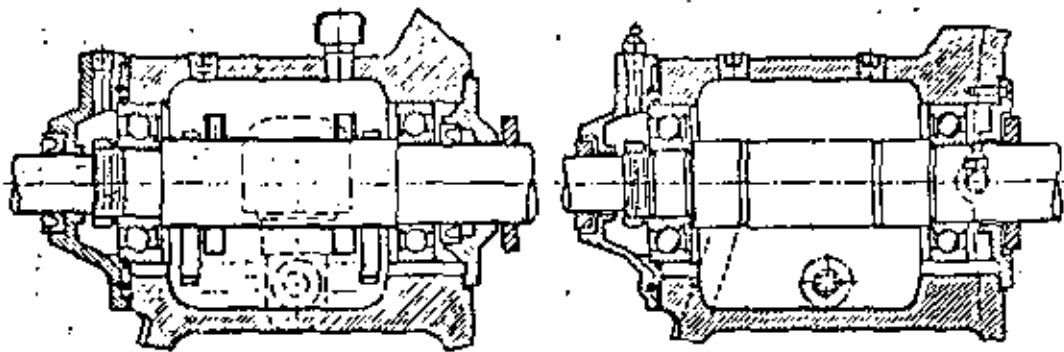


Figura 47. Alojamiento para baleros lubricados con aceite y grasa, respectivamente.

ponerse anillos lubricadores, anillos guía y sobre todo retenes. En la figura 47 se ve el mismo alojamiento para lubricación con aceite y grasa sucesivamente.

En las bombas de pozo profundo existen dos tipos de lubricación para las chumaceras contenidas a lo largo de la columna, las lubricadas con agua y las lubricadas con aceite, cuyos cortes y explicaciones se ilustran en las figuras 48 y 49.

### BASES

Entre los elementos de soporte en una unidad existen:

- a) Soporte de baleros;
- b) Soporte de toda la bomba;
- c) Soporte del grupo bomba-motor.

Los soportes de baleros son los alojamientos donde los baleros entran con un ajuste especial quedando en una posición definida, perfectamente concéntrica con el eje de la flecha. Además de alojar los baleros, tienen la función de contener el lubricante necesario para la operación correcta de los mismos. Con baleros axiales el alojamiento tiene también la función de localizar el balero en su posición axial adecuada.

El alojamiento de baleros puede ser una pieza integral con el soporte del extremo líquido o bien una pieza completamente separada.

En el primer caso, el maquinado asegura un alineamiento correcto de todas las partes, evitando roces de las partes giratorias. En el caso en que los alojamientos sean partes separadas, es necesario ajustarlas por medio de tornillos para centrarlas exactamente.

En todos los casos, la carga radial es transmitida por el soporte hacia la base de la bomba, que sostiene el peso de toda ella. Lo anterior se ilustra en la figura 50.

*Bases para grupo bomba-motor.* Por varias razones siempre es aconsejable que la bomba y el motor estén montados en una base común, donde al mismo tiempo se puedan montar y desmontar fácilmente.

La bomba y el motor deben estar perfectamente alineados y unidos por medio de un cople rígido o flexible, todo ello montado sobre una base metálica, la cual descansará sobre la cimentación fijada por medio de pernos de anclaje.

Por supuesto, conforme las unidades sean más grandes, más exacta deberá ser la construcción de las bases, que son maquinadas en la parte donde sentarán las patas del motor y de la bomba; la mayoría de las veces, éstas tendrán una altura diferente con respecto a la línea de centros.

En aquellas bombas donde se manejan líquidos a temperaturas altas, el soporte de la bomba sobre la base deberá hacerse en la parte media, con objeto de evitar que la expansión de las piezas pudiese afectar la altura y desalinear una unidad que tuviese las patas de la bomba apoyada sobre la base (véase Fig. 51).

Para hacer las cimentaciones, los fabricantes remiten dibujos certificados de las dimensiones de la bomba, cople y motor; así como el tamaño de la base, especificando el tamaño y colocación de los agujeros para los pernos de anclaje. Se incluyen también datos sobre el tamaño y colocación de las bridas de succión y descarga.

Se muestra en la figura 52 un dibujo esquemático tipo, el cual no se usa para construcción a menos que esté certificado.

Lo anterior es para unidades que van a tener coples y que por lo tanto deben estar perfectamente alineadas.

Sin embargo, hay muchas instalaciones donde se tienen dificultades para montar ambas unidades en una

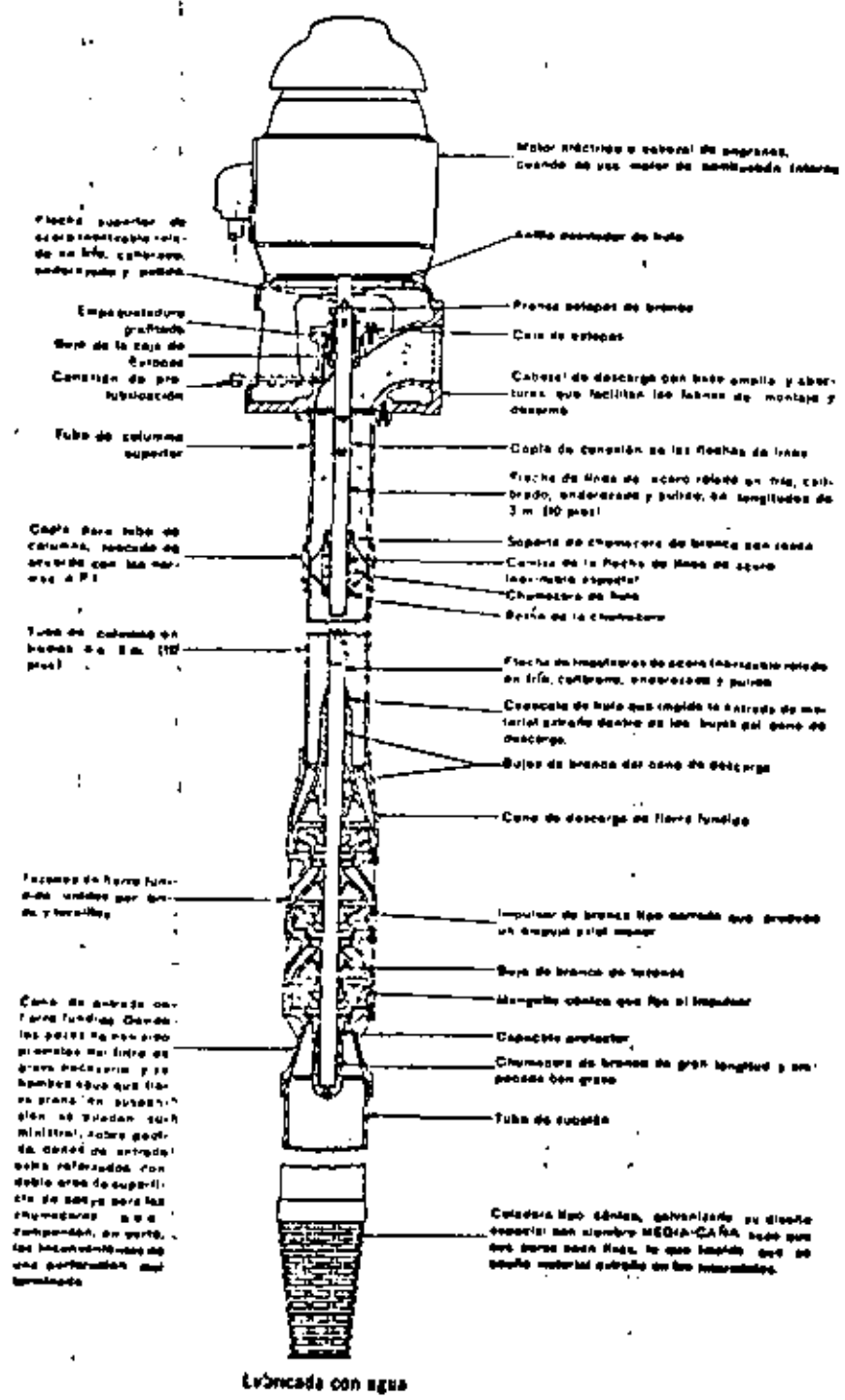


Figura 48. Bomba de pozo profundo lubricada con agua mostrando todas sus partes constructivas. (Cortesía Worthington.)

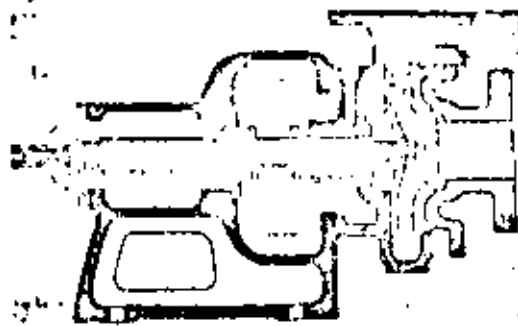
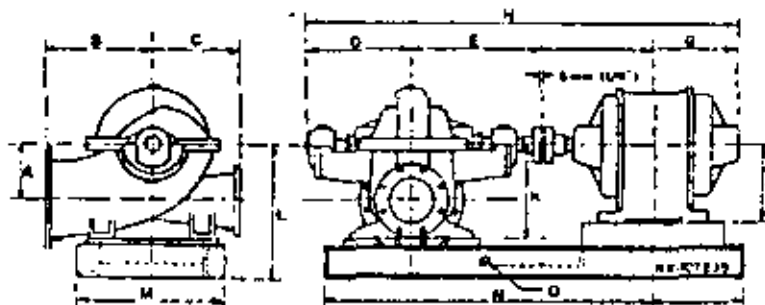


Figura 50. Alojamiento de baleros.



Figura 51. Bases para grupo bomba-motor.



DIMENSIONES EN PULGADAS Y MILIMETROS																																																																																																							
Tipo de Bombeo	Diámetro del eje	Diámetro del eje	Diámetro del eje	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	DIMENSIONES DE LAS BRIDAS																																																																																				
																			Diámetro exterior	Diámetro interior	Diámetro exterior	Diámetro interior	Diámetro exterior																																																																																
ELÉCTRIC	1/2	3/4	1	1 1/2	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	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

X Datos aproximados dependiente del tamaño del motor.

Figura 52. Dibujo esquemático tipo del grupo bomba-motor. (Cortesía Worthington.)

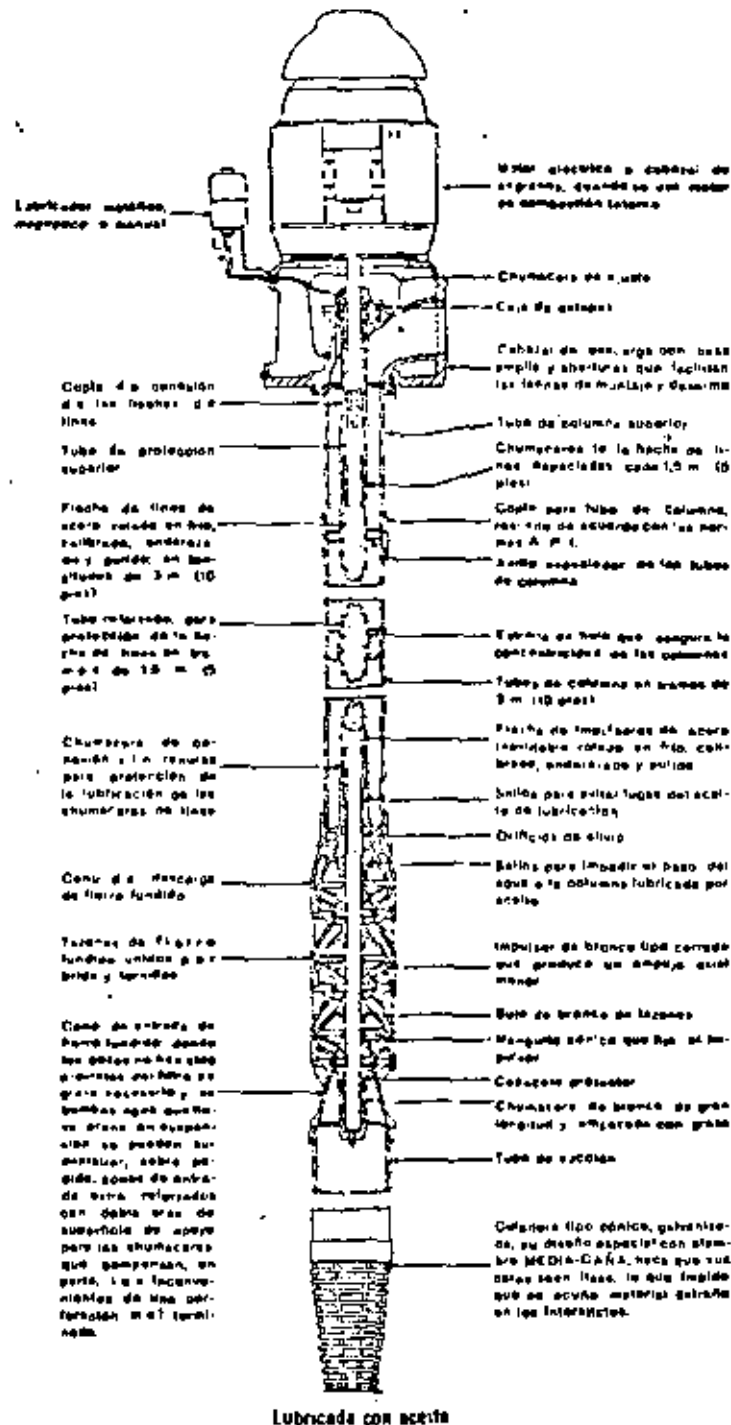


Figura 49. Bomba de pozo profundo lubricada con aceite, mostrando todas sus partes constructivas. (Cortesía Worthington.)

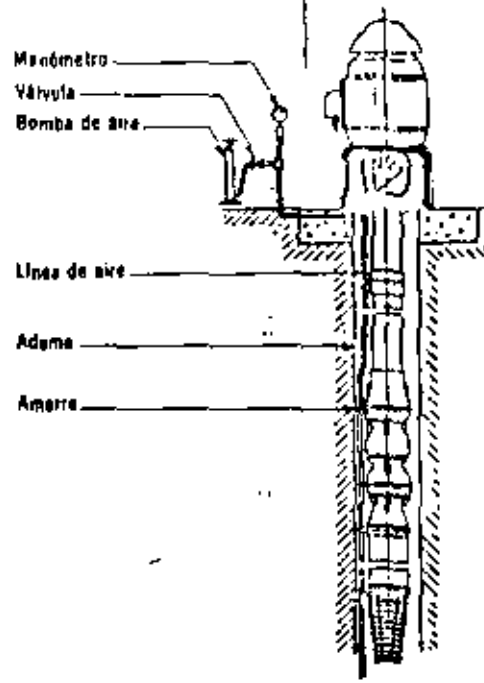


Figura 53. Cabezal de descarga.

misma base, por lo que se emplean transmisiones flexibles, tipo cardánicas. Estas se usan mucho, por ejemplo, para bombas de pozo profundo con motor de combustión interna y cabezal de engranes.

Para terminar, se mencionará que en las bombas de pozo profundo el elemento que carga con todas las partes fijas de la bomba, o sea, tubería y tazonas, es el cabezal de descarga, pieza sumamente robusta que, además de ser por donde descarga la bomba, tiene conexiones por arriba para el motor o cabezal y por abajo para toda la tubería de columna.

El cabezal cargará y transmitirá esa carga como se demuestra en la figura 53.

El peso de los elementos giratorios tales como flecha e impulsores, es soportado por un cojinete axial que se encuentra en el motor, que generalmente es de flecha hueca...

#### REFERENCIAS

- Karassik. *Engineers' Guide to Centrifugal Pumps*, McGraw Hill  
 Karassik S. Carter. *Centrifugal Pumps*, McGraw Hill  
 Instituto de Hidráulica (E.U.A.), Standards of the Hydraulic Institute.  
 Worthington de México. Boletines técnicos.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

ESTACIONES DE BOMBEO

TERCERA PARTE

PLANTAS DE BOMBEO

-ASPECTOS GENERALES-

M. EN I. GILBERTO SOTELO AVILA

SEPTIEMBRE, 1983

## 7. - PLANTAS DE BOMBEO.

### 7. 1. - Aspectos Generales.

#### A). - Partes de una Planta de Bombeo.

Pueden definirse las plantas de bombeo como el conjunto de las instalaciones - que se requieren para conducir el agua de un punto a otro, esto es, desde el suministro a la planta, hasta la entrega del agua bombeada.

Atendiendo a las diferentes partes que constituyen una planta de bombeo se puede efectuar una relación de los conceptos más importantes que deben considerarse para un diseño en general, agrupándolos dentro de la rama de la Ingeniería de que se trata y así se tienen:

### OBRAS DE INGENIERIA CIVIL.

- . Captación.
- . Alimentación.
- . Succión o cárcamo.
- . Conducción.
- . Descarga.
- . Casa Habitación del personal.
- . Patio de maniobras.
- . Caseta de controles.
- . Oficinas y administración.
- . Caminos de acceso.
- . Protección de las instalaciones.

### OBRAS DE INGENIERIA MECANICA.

- . Equipo de bombeo.
- . Equipo hidromecánico de protección y control.
- . Accesorios y otros.
- . Medición del agua bombeada.
- . Equipo de servicio y mantenimiento.

### OBRAS DE INGENIERIA ELECTRICA.

- . Línea de transmisión.
- . Subestación.
- . Equipo de medición.
- . Equipo de control y protección.
- . Alimentación de baja tensión.
- . Alumbrado.

En ocasiones y dependiendo del destino del agua, las plantas de bombeo se complementan con otro tipo de obras, y esto debe considerarse al hacer el planteamiento del diseño del sistema de bombeo. Así por ejemplo, cuando se trata de suministrar agua a una planta potabilizadora o en el caso de tratamiento de aguas negras, serán necesarias las obras relativas a la Ingeniería Sanitaria.

#### B). - Estudios.

Como en toda obra hidráulica antes de proceder a la elaboración de un proyecto de bombeo será necesario efectuar una serie de estudios mediante los cuales se conocerán los datos para hacer el proyecto y planear la construcción, operación y mantenimiento del sistema.

Es recomendable que las personas que tratan con algún aspecto en el proyecto de una planta conozcan los estudios realizados, la forma en que se efectuaron y las diferentes conclusiones de cada uno de ellos.

Los estudios necesarios y la rigurosidad de los mismos estarán supeditados a la magnitud de la obra y al uso del agua, debiéndose conocer la veracidad y confiabilidad de éstos, así como de la capacidad técnica de el personal encargado de su ejecución y la posible variación de los resultados con el transcurso del tiempo. En forma general los estudios previos pueden agruparse de la siguiente manera:

#### Estudios Previos:

- . Visita de inspección al sitio de proyecto.
- . Estudios socioeconómicos.
- . Estudios técnicos.
- . Anteproyecto y conclusiones.

#### Estudios Definitivos:

Servirán para determinar las características físicas del sitio, y en general los datos concretos para el diseño del proyecto más viable que se determinó con los estudios preliminares. Se agrupan en:

- . Topográficos.
- . Hidrológicos.
- . Geológicos.
- . Mecánica de suelos.
- . Agrológicos.
- . Socio-económicos.
- . Relativos al agua.

### C). - Datos fundamentales para un diseño.

- . Localización.
- . Acceso al sitio.
- . Vías de comunicación.
- . Objetivo de la Planta.
- . Capacidad.
- . Características físico químicas del agua.
  
- . Geológicos.
- . Hidrológicos.
- . Topográficos (planta y perfil del sitio).
- . Climatológicos.
  
- . Características hidrológicas del sistema.
- . Limitaciones del proyecto.
  
- . Energéticos disponibles y posibilidades futuras.
- . Equipo de emergencia necesario.
  
- . Materiales de construcción de la zona.
- . Factibilidad de mano de obra.

### 7.2. - Diseño de las instalaciones.

Un aspecto importante en el proyecto de los elementos que forman las plantas, es el que se refiere a la localización de cada uno de ellos considerando las características generales del lugar y además la forma de operar el conjunto ya que, de la buena disposición de estos dependerá en gran parte el funcionamiento deseado y la economía del sistema de bombeo. En términos generales, en la localización se deben juzgar tanto factores técnicos como económicos; de entre los primeros se tienen los relativos a excavaciones, protección natural de las obras; conservación, condiciones de succión, problemas en la línea de descarga, procedimiento de construcción, etc. y entre los segundos principalmente el costo inicial de operación y mantenimiento. Fundamentalmente se debe poner especial atención a la ubicación de la toma, cárcamo y descarga, ya que la de los otros elementos queda supeditada a éstos.

En el diseño de cada una de las partes de una planta de bombeo, se tendrán presentes las circunstancias del caso, como son: que el agua que se va a aprove-

char va a ser bombeada y que todas las medidas previsorias que se consideren redundarán en la economía del sistema.

En la figura No. 1, se muestra esquemáticamente la disposición de una planta de bombeo para fines de riego.

Captación, succión o cárcamo y descarga.

En algunos casos la obra de captación, mediante la cual se toma el agua de la -- fuente de abastecimiento, se localiza lejos del sistema de bombeo, de tal manera que pueden tratarse en forma separada, como es el caso en que el agua se -- capte mediante una Presa de Almacenamiento o de Derivación lejana al sitio de bombeo. Cuando la fuente de aprovechamiento está cerca del sistema de bombeo las obras de captación y alimentación se tratan en conjunto con las otras partes del sistema; por ejemplo, cuando se aprovechan las aguas de un río o de una -- laguna para riego, abrevaderos, agua potable, etc.

Considérese, como vía de ejemplo, el caso de construir la planta en las márgenes de un río. En este caso se puede pensar en que el cárcamo se alimente mediante una Toma Directa que fundamentalmente consistirá en un canal de acceso un sistema de rejillas para impedir el paso de cuerpos flotantes y un sistema -- de control, mediante compuertas, véase figura No. 2 .

Dependiendo del perfil del terreno y de la conclusión del estudio correspondiente, la obra de alimentación podrá ubicarse adosada al cárcamo o cerca de él. Como las Tomas Directas, están expuestas a un fácil azolvamiento es fundamental su correcta localización con relación al tramo del río y los niveles del agua. Por ejemplo, en las partes curvas del cauce la toma deberá ubicarse en la parte cóncava de la curva, véase figura No. 3 . Si es posible deberá escogerse el sitio más profundo del río para procurar un desarene o lavado natural con las crecien -- tes.

Cárcamo.

El pozo de succión o cárcamo es de estructura vertical de donde toman el agua -- las bombas, para lo cual en alguna forma quedan conectadas a ella.

En ocasiones pudiera suceder que, en cierto modo se elimine el cárcamo, por -- ejemplo, cuando la succión de las bombas quedan conectadas directamente a una tubería de alimentación que se multiplica según el número de bombas. Este caso no puede considerarse como general y es más usual en rebombes.

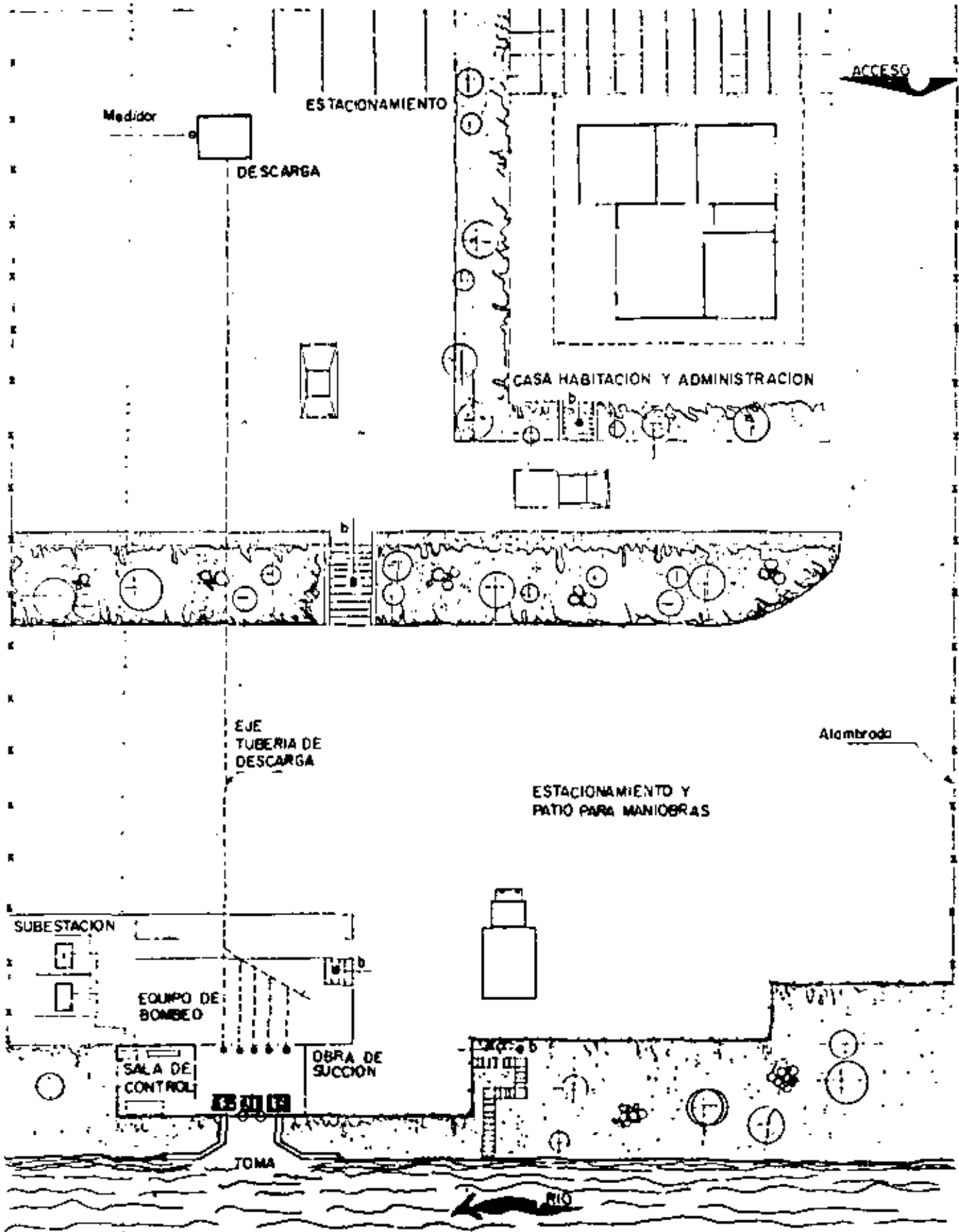
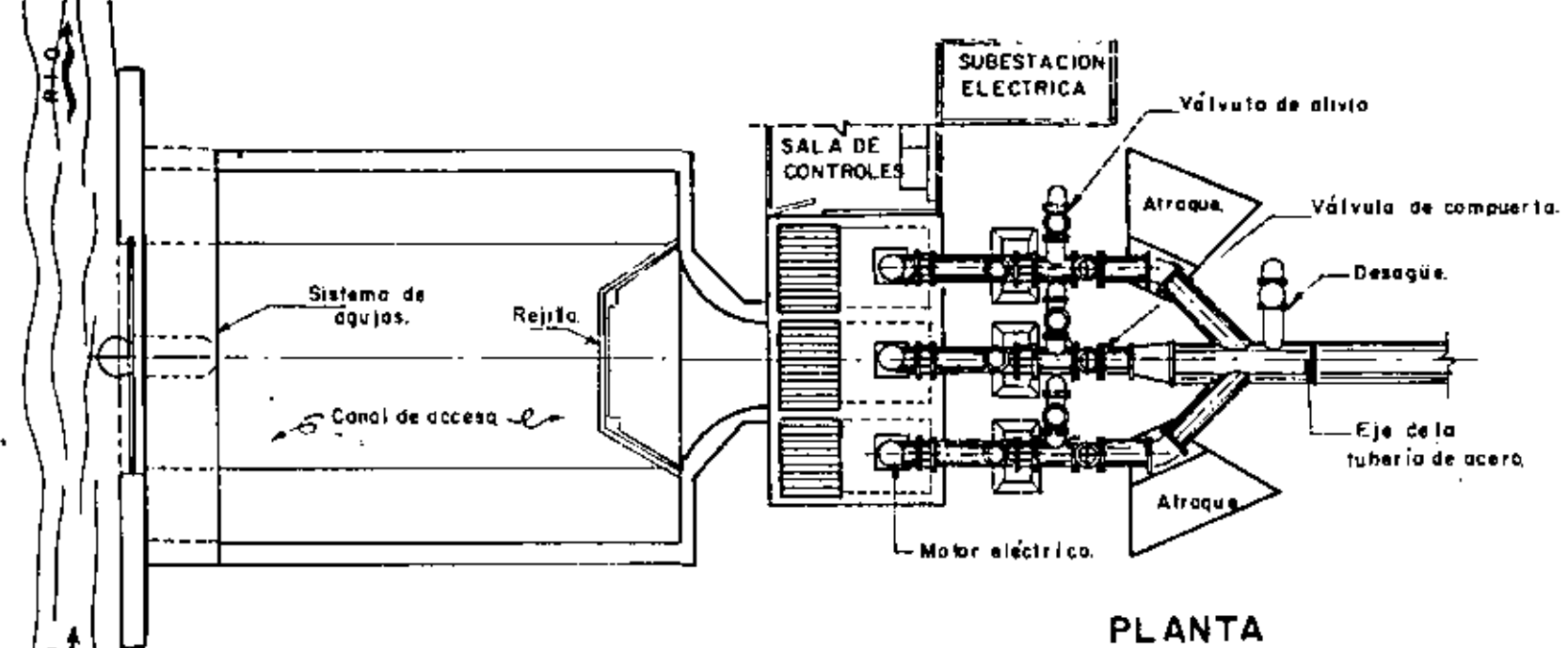
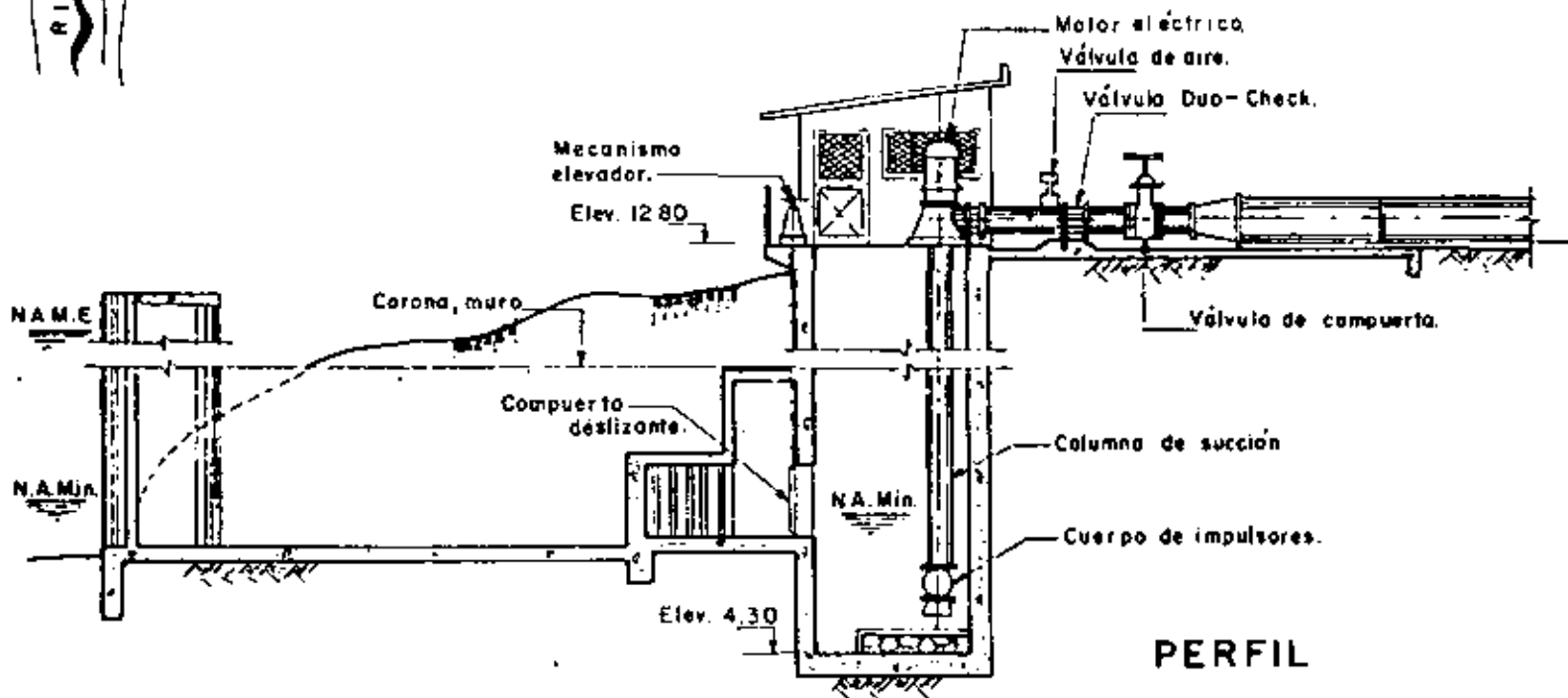


Fig.1- ESQUEMA DE UNA PLANTA DE BOMBEO



PLANTA



PERFIL

Fig.2.-Toma directa y cárcamo de bombeo.

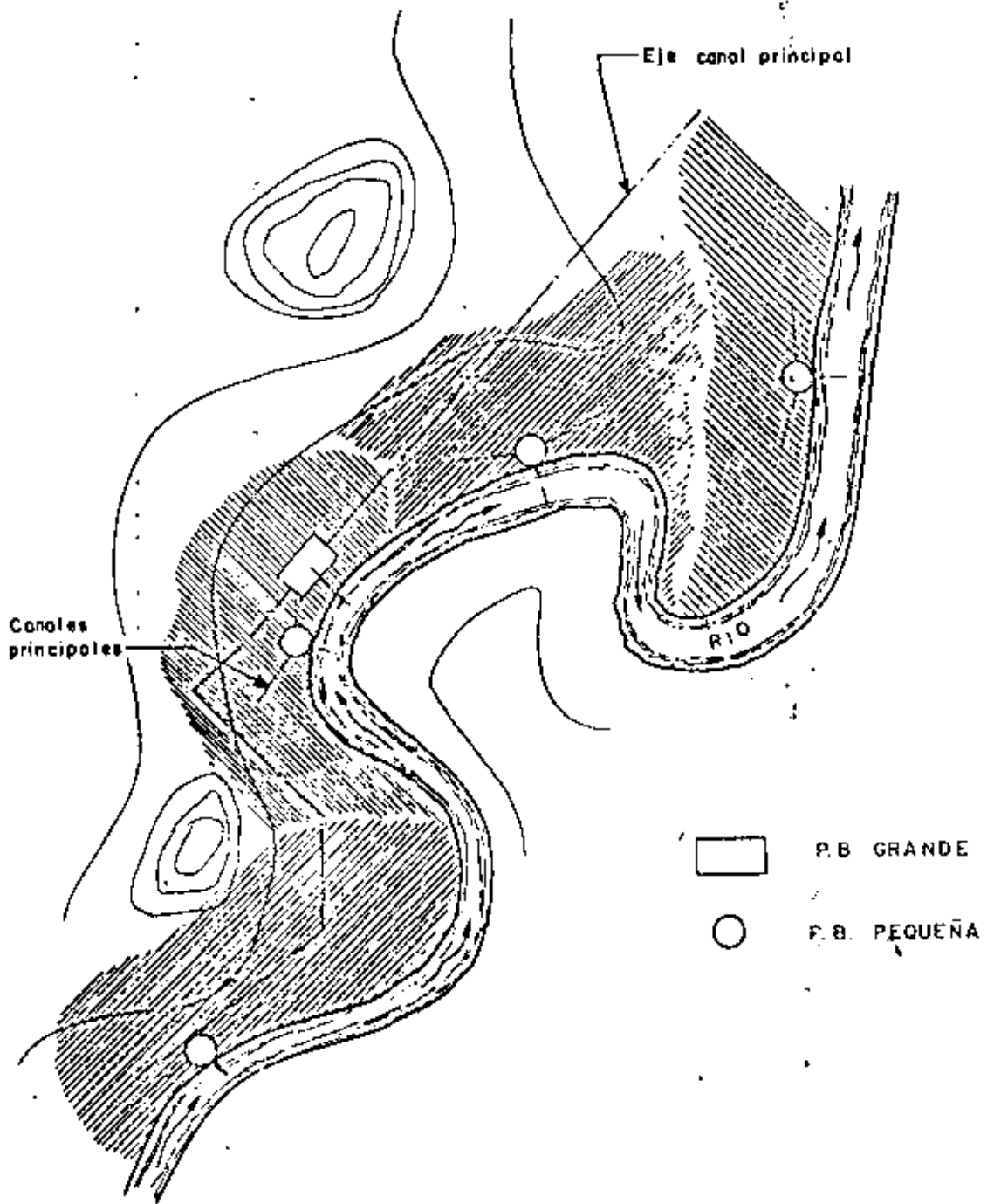


Fig. 3 - Localización de tomos, en curvas



Tratándose de bombas verticales éstas quedan instaladas y sumergidas dentro del agua de la succión como lo indica la figura No. 2. Cuando se trata de bombas horizontales se hace necesario construir dos cárcamos, uno llamado cárcamo húmedo en donde se conectan las tuberías de succión de cada bomba, y otro que es el cárcamo seco, en donde se instala el cuerpo de la bomba, el motor y otros accesorios, constituyendo así, la casa de máquinas, figura No. 4 y 5.

En general el cárcamo consiste en un depósito enterrado, construido de concreto o mampostería cuyas dimensiones y características estructurales están en función de la magnitud del equipo que se vaya a instalar y a veces también del procedimiento empleado en su construcción. Además en su diseño se toma en cuenta la facilidad que se debe tener para su inspección y limpiezas periódicas.

La localización del cárcamo de bombeo en varias ocasiones está obligado por las condiciones del sitio que se origine para la construcción de la planta y también por las características de alimentación a la misma, por ejemplo cuando las condiciones de descarga de una tubería ya están fijadas.

Tratándose de una planta sobre la margen de un río por ejemplo, se tendrá más libertad para elegir el mejor sitio de acuerdo con las circunstancias y así se deben considerar las mejores condiciones físicas que ofrece el lugar donde ha de hacerse la instalación y su ubicación con respecto a las estructuras de toma y descarga. La combinación de estos factores permitirá elegir el sitio más conveniente y desde luego marcará la localización general del sistema de bombeo.

El cárcamo deberá ubicarse en un lugar estable, sin peligro de derrumbes, lejos de cruces con arroyos y en general en un terreno consistente. La falta de esta última característica se traduce en el aumento del costo de la estructura ya que no es igual excavar en un terreno rocoso que en una arcilla deleznable; se puede aseverar que para una misma profundidad los problemas de ademe serían mayores en el segundo caso.

Es recomendable situarlo en un lugar más alto de la traza que forma el nivel de aguas máximas del río con la ladera del cauce, a una distancia mínima que se obtiene conociendo o estimando el ángulo de reposo del material, figura No. 6.

En ocasiones, para la localización pueden influir factores especiales, como el acceso rápido a un camino existente cercano a la línea de conducción, a la facilidad para derivar la energía eléctrica de una línea que pasa en un lugar próximo, etc.

Ordinariamente el sitio de la descarga está más o menos obligado y se elige antes que el del cárcamo, lo mismo que la Toma, por lo que para saber la

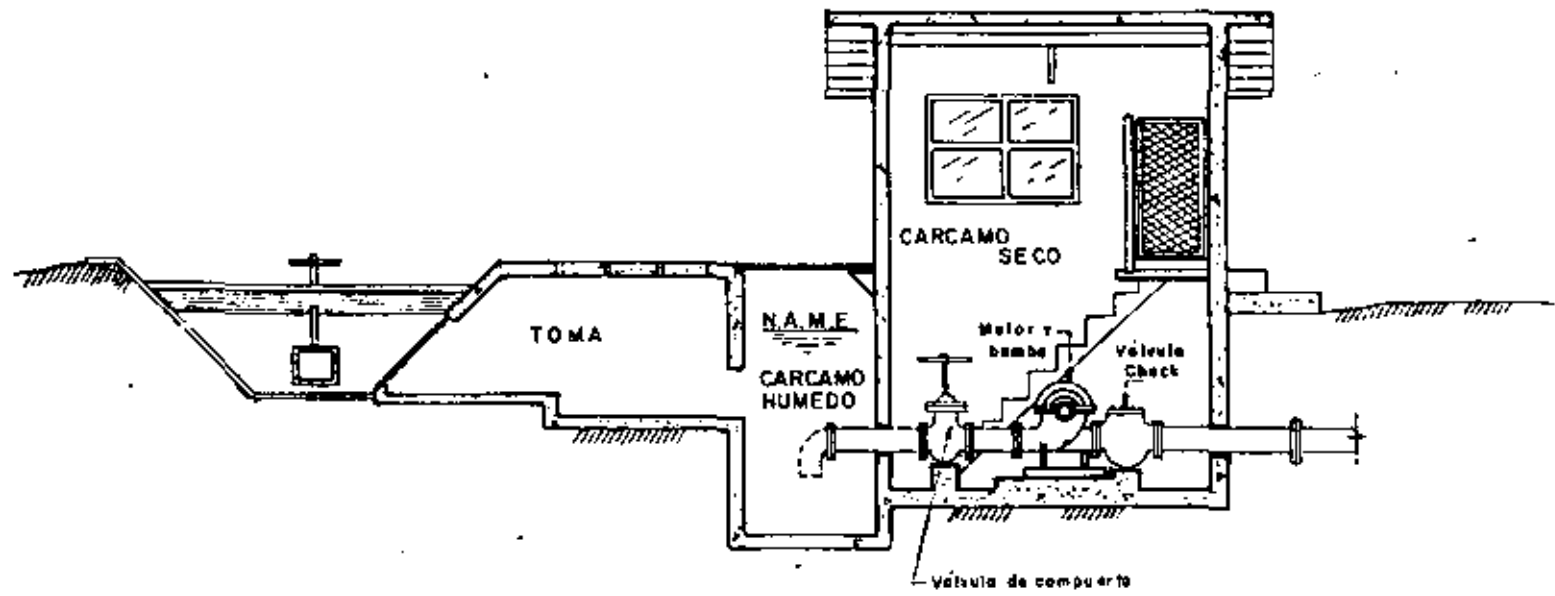


Fig.4 .- Instalación típica de una centrífuga horizontal.

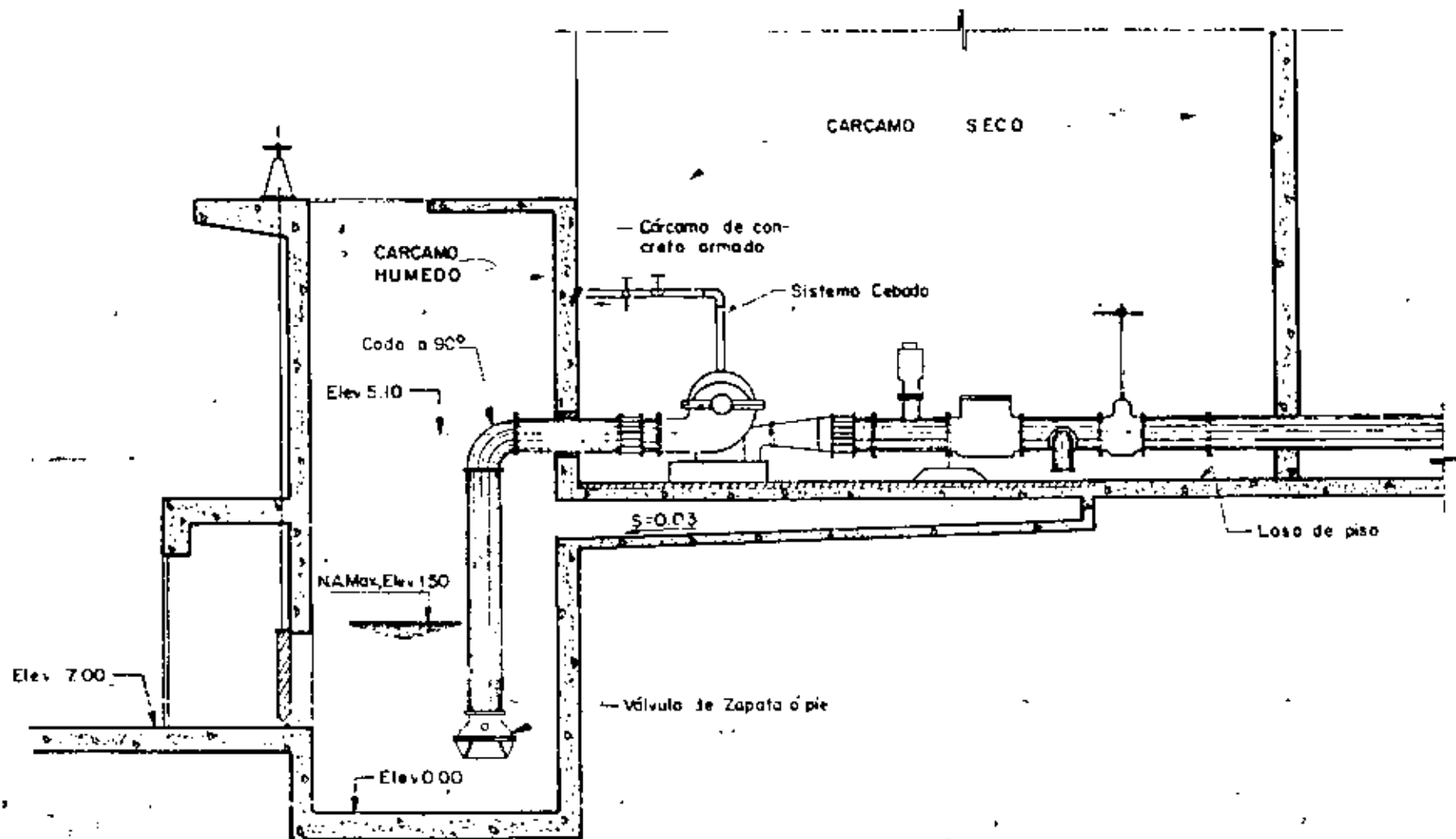


Fig. 5. - Instalación típica de bomba horizontal con sistema de cebado

conveniencia de ubicarlo lejos, cerca o junto a una de esas estructuras, es necesario efectuar un estudio comparativo, de carácter económico, considerando las consecuencias de cada alternativa.

Se hace la observación que, siendo la finalidad de dicho estudio, la de conocer una conveniencia más para ubicar el cárcamo, pero que en general, no es determinante para elegir el sitio, el análisis que se hace no es del todo exhaustivo sino más bien aproximado, por lo tanto, con el gasto de bombeo y el perfil de la conducción se puede calcular la magnitud aproximada de los otros elementos; cárcamo, tuberías, etc. y se estará en la posibilidad de conocer la disposición que convenga emplear.

Un equipo de bombeo cerca de la captación, origina principalmente, la necesidad de instalar una tubería a presión para llevar el agua hasta el sitio requerido; consecuentemente, se tendrán durante la operación pérdidas de energía por fricción y las debidas a válvulas que será necesario instalar para el control y protección de la tubería de descarga, lo que redundará en la adquisición de un equipo más potente y seguramente con gastos de operación y conservación --- mayores, que en el caso de tener las bombas junto al tanque de descarga. En el primer caso, en cambio, la longitud del conducto alimentador será menor, el cárcamo tendrá menos profundidad y naturalmente, los volúmenes de excavación en estas estructuras se reducirán. Por otra parte, la longitud de la tubería de succión se acortará y esto para el caso de bombas horizontales es importante.

En el caso de tener el equipo junto a la descarga es obvio que el cárcamo y conducto crecen, comparativamente con el caso comentado arriba; las tuberías de descarga prácticamente se eliminan y probablemente ya no sean necesarias las válvulas de retención.

Desde el punto de vista de funcionamiento, cualquier alternativa puede ser buena y sólo depende que lo sea, de un buen diseño, para lo cual deberán considerarse los factores citados. Sin embargo, es recomendable que en lo posible las bombas tengan una descarga inmediata para tener concentrada en un solo lugar su operación y el principio de la distribución del agua; pero esto dependerá de las condiciones generales del proyecto.

Como se dijo anteriormente, la forma y dimensiones que se le asignan, se determinan principalmente con el tamaño y número de bombas, por lo que para su proporcionamiento definitivo previamente se deberá elegir el equipo de bombeo. Inicialmente las dimensiones pueden suponerse basándose en el diseño de otros proyectos similares o fijando las características del equipo de acuerdo con lo existente en el mercado.

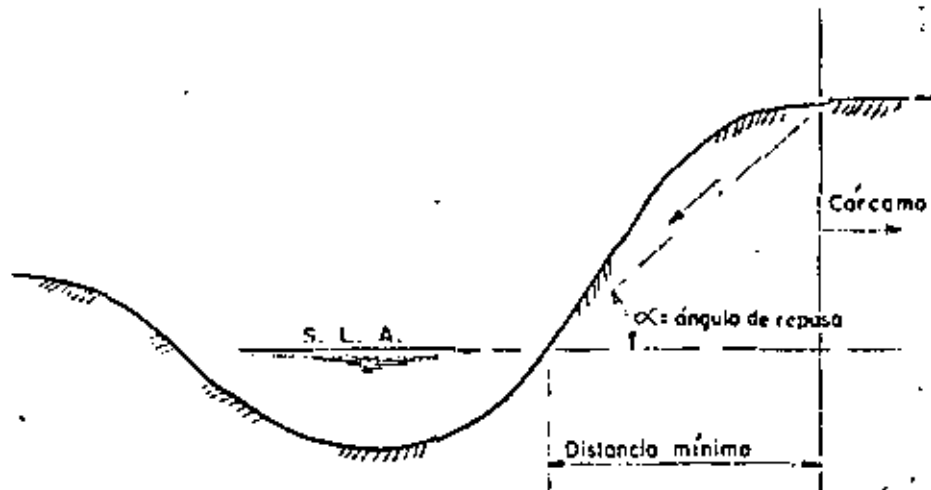


Fig. 6.-Localización cárcamo.

La forma adoptada para la planta del cárcamo suele ser rectangular, circular o una combinación de éstas; en ocasiones, se prefiere la circular por las ventajas que ofrece esta geometría para su construcción; por ejemplo, en terrenos blandos, donde es factible hincar anillos de concreto (tipo pozo indio) que a la vez sirven de ademe durante su excavación.

Una de las condiciones que es recomendable cumplir en la alimentación de la planta es que, la velocidad debe ser baja a la entrada del cárcamo donde succionan las bombas. Esta velocidad puede estimarse alrededor de 60 cm/seg.

En general la entrada del agua al cárcamo puede adquirir cualquier forma con tal de tener una baja velocidad. Cuando el cárcamo es alimentado por una tubería a presión deberá disiparse la energía antes de entrar al pozo de succión ya sea, mediante algún dispositivo amortiguador o bien multiplicando la descarga de la tubería, con diámetros convenientes.

Desde el punto de vista hidráulico la geometría del cárcamo depende fundamentalmente del tamaño y gasto de las bombas.

El Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos propone el uso de un ábaco -- para determinar la geometría de un cárcamo de bombeo, figura No. 7 . Las figuras No. 8 y 9 , indican algunas experiencias que en el Estandar de Hidráulica de los Estados Unidos ha tenido en los diseños de cárcamos.

Se hace la observación que las dimensiones que se encuentran en la figura No. 7 , son las mínimas recomendables para el buen funcionamiento de las bombas, pero por necesidades de instalación y otros menesteres pueden ser mayores.

Una práctica recomendable en el proporcionamiento del cárcamo húmedo es considerar como dimensiones mínimas las que resulten mayores de comparar, los resultados obtenidos con este monograma y las dimensiones mínimas que exige el proveedor de las bombas y además considerar otras necesidades de espacio para maniobras.

Las dimensiones principales que se pueden observar en los catálogos de bombas son:

Separación entre el eje de bombas.	=	2 D
Distancia del fondo del cárcamo a la entrada de la campana de succión.	=	D/2
Distancia entre la pared opuesta a la dirección del flujo del agua que alimenta al cárcamo y el eje de la bomba.	=	D
Diámetro de la campana de succión.	=	D

B - 63. - Planeación de una toma (de agua que se va a bombear)

Del Standard of the Hydraulic Institute de EE. UU.

La función de un depósito del cual se va a tomar agua, en cualquier parte que esté localizado, ya sea en un canal abierto o en un túnel que tenga un perímetro húmedo a cien por ciento, es para proporcionar en todos los casos la distribución del flujo del agua hacia la campana de succión; una distribución desigual del flujo caracterizada por fuertes corrientes locales favorece la formación de torbellinos y con bajos valores de sumergencia puede introducir aire en la bomba reduciendo su capacidad y produciendo mucho ruido. Una distribución desigual también puede aumentar o disminuir el consumo de energía, con un cambio total en la uniformidad de la carga se podrán producir remolinos que no aparecen en la superficie y esto puede tener resultados adversos.

Una velocidad desigual en la distribución, conduce a la rotación de porciones de la masa de agua a lo largo de la línea de succión en forma turbulenta que podrá poner en movimiento la línea central.

La distribución desigual del flujo puede ser causada por la geometría del depósito de succión y la manera en que el agua se introduce en el cárcamo.

Calculando un promedio de velocidad bajo, no es una base propia para juzgar la excelencia de la toma. Altas velocidades locales en las corrientes y remolinos, se pueden presentar en las tomas que tengan un promedio bajo de velocidad. --- Efectivamente, la distribución desigual que representan, ocurre menos en flujos de altas velocidades con bastante turbulencia para oponerse a la formación gradual de un vértice más y más grande en cualquier región. Se pueden presentar pequeños y numerosos remolinos que no causarán inconvenientes.

Las proporciones satisfactorias del valor de la sumergencia (véase Párrafo B-54) dependen, principalmente, del acceso a la toma y del tamaño de la bomba. Los fabricantes de bombas, generalmente proporcionan información de los problemas específicos, cuando el diseño del cárcamo es en forma preliminar, y si este diseño contiene todos los dibujos necesarios para la instalación que proporcionen las limitaciones físicas del lugar.

Un análisis completo de las estructuras de los depósitos es mejor que esté acompañado con estudios de modelos a escala (véase Párrafo B-65.)

Se pueden hacer algunas recomendaciones preliminares para casos en particular y para la operación de una bomba, como las que se mencionan en seguida sujetas a la calificación de las siguientes recomendaciones.

1. - El acondicionamiento ideal del acceso, es un canal recto que llegue directamente hacia la bomba; las curvas y las obstrucciones son perjudiciales desde el momento que causen corrientes y remolinos con tendencia a formar torbellinos. La campana de succión debe de estar localizada cerca de la pared trasera o posterior y no a muy grande distancia de la base o piso del pozo de succión.

2. - El flujo del agua no debe de pasar de una bomba para llegar a la siguiente, siempre que esto se pueda evitar; si las bombas tienen que estar localizadas en la línea del flujo, se deberá construir una celdilla alrededor de cada bomba o poner paletas móviles bajo la bomba para deflectar el agua hacia arriba. El modelo de un pozo de succión deberá ser probado para verificar es tos requisitos.

3. - En lo que sea posible, la trayectoria del flujo deberá ser en forma que reduzca el arrastre alterno de remolinos tras la bomba y obstruir la corriente del flujo.

4. - Figura BF-36 ( 7 ) ha sido proyectada para mostrar las sugerencias para construir un pozo de succión con las medidas correctas, en vista de que estos valores provienen de promedios obtenidos de diferentes clases y tipos de bombas y se refieren a una línea entera de velocidades específicas; no deberán ser tomados como valores absolutos, sino, únicamente, como guías básicas sujetas a posibles variaciones. (ver página No. 17 . )

5. - La dimensión "C" es un valor promedio que puede ser mayor o menor y está sujeto a consultas con el fabricante de la bomba.

6. - La dimensión "B" se ha sugerido como máxima que puede depender en cierta forma de la campana de succión y del diámetro de la válvula de succión propuestos por el Constructor; la orilla de la campana debe de estar lo más cercana posible a la pared trasera del depósito o cárcamo; algunas veces la posición de la campana de succión está sujeta al espacio que requiere el motor en el piso superior, si esto aumenta la dimensión "B", excesivamente, deberá instalarse un muro falso.

7. - Dimensión "S" es la mínima para el ancho del depósito para la ins talación de una sola bomba, esta dimensión puede ser aumentada pero si se hace menor deberá consultarse con el fabricante para saber si es la adecuada.

8. - La dimensión "H" es el valor mínimo y está basada en el nivel normal del agua en la campana de succión de la bomba, tomando en consideración las pérdidas por fricción a través de la pichancha, rejilla y acceso a la toma; esta dimensión puede ser considerablemente menor, momentáneamente, o con poca frecuencia, sin que por eso se produzca un grave daño para la bomba. Sin embargo, deberá recordarse que esta situación no representa la sumergencia. La sumergencia se ha estimado por medio de la dimensión "H" menos "C" esto representa la altura física del nivel del agua arriba de la entrada de la campana de succión.

La sumergencia efectiva de la bomba es un poco menor que ésta desde el momento de que la abertura del impulsor está a cierta distancia arriba de la entrada de la campana de succión, posiblemente de 3 a 4 pies. Para el propósito de proyectar un buen diseño para el depósito, en relación con el proyecto, se sobreentiende que la bomba ha sido seleccionada de acuerdo con las indica-



ciones especificadas, Figuras: BF-32, BF-33, BF-34 y BF-35 (no se presentan estas figuras; N. del T); la sumersión referida es con el objeto de obtener una corriente continua y evitar la formación de remolinos.

9. - Dimensiones "Y" y "A" son las recomendadas como valores mínimos; estas dimensiones pueden ser tan grandes como se desee, pero deberán estar limitadas a las restricciones indicadas en la curva. Si el diseño no incluye la rejilla, se puede considerar la dimensión "A" más grande, las dimensiones de anchura y de altura de la rejilla no deberán ser, substancialmente, menores que "S" y "H", respectivamente.

10. - Si la velocidad de la corriente principal, es mayor que 2 pies -- por segundo, será necesario construir en línea recta, separadores en el canal de acceso, aumentar la dimensión "A", hacer un ensayo con un modelo de la instalación o idear una combinación de estos factores.

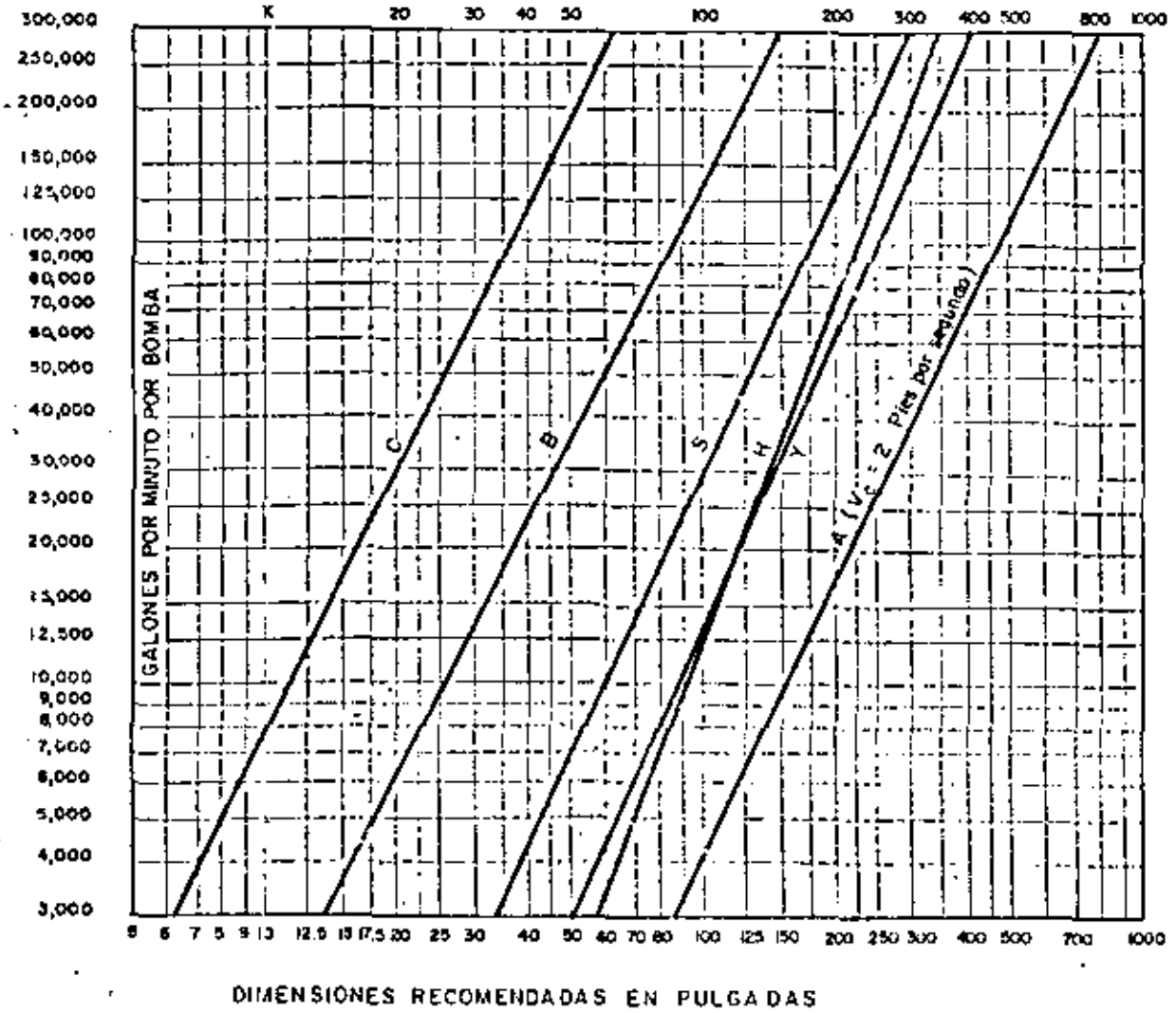
11. - Todas las dimensiones que se muestran en la Figura BF-36 ( 7 ) están basadas en la capacidad de la bomba de acuerdo con la carga. Cualquier aumento en la capacidad arriba de éstos deben ser momentáneos o por tiempo muy limitado. Si las operaciones con una capacidad aumentada se practica durante períodos considerablemente largos de tiempo, se deberá usar la capacidad máxima para obtener las dimensiones efectivas del diseño del cárcamo.

Todas las condiciones anteriores también son aplicables cuando se trata de instalaciones múltiples de bombas, en las cuales "S" viene a ser el ancho para una celda individual de una bomba o sea la distancia de centro entre dos bombas, si no se usan muros de división.

Las dimensiones recomendadas en la Figura BF-36 ( 7 ) también son aplicables como se dice arriba, pero deberán agregarse las siguientes determinaciones:

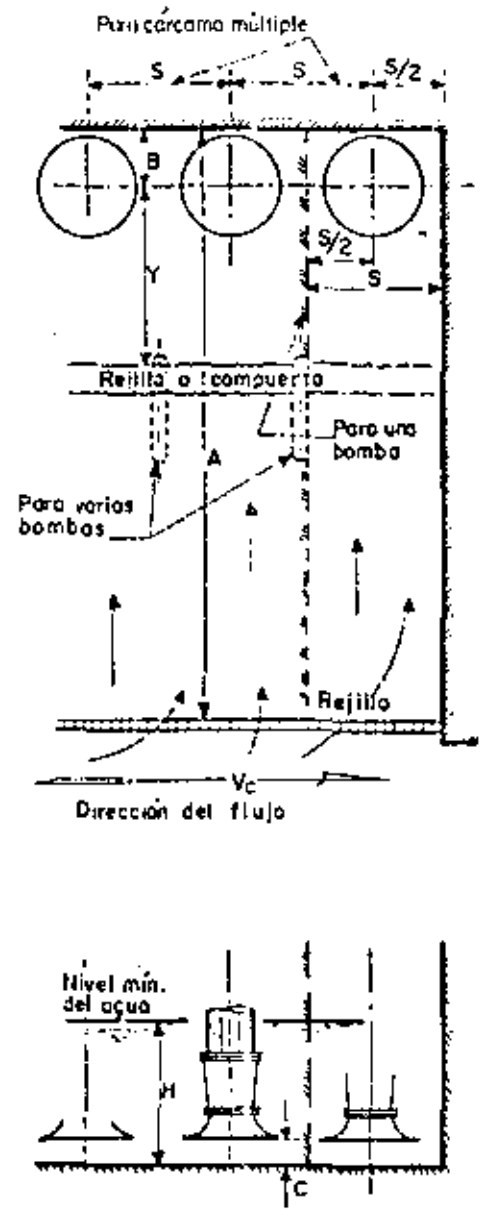
Figura BF-37 (a) - ( 8 ) - Para el diseño del cárcamo se recomienda en primer lugar, que el agua llegue simultáneamente a todas las bombas con baja velocidad y con flujo recto y uniforme. Las velocidades cerca de la bomba deberán ser alrededor de un pie por segundo. No se recomiendan cambios bruscos en el tamaño del tubo de succión, en el cárcamo y en el tubo de alimentación.

Figura BF-37 (b) - ( 8 ) - Un número de bombas determinado trabajando en el mismo cárcamo, operará mejor sin muros divisorios a menos que todas las bombas estén en operación al mismo tiempo, en cuyo caso el uso de muros de separación no es perjudicial. Si se usan paredes de separación con fines estructurales y las bombas van a operar intermitentemente, déjese un espacio atrás de cada pared, partiendo del piso del cárcamo por lo menos -- hasta la altura del nivel del agua. Si es necesario usar estas paredes aumentese la dimensión (S) por medio de la anchura de la pared para corregir el es-



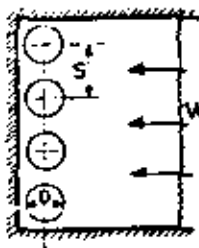
Véanse notas explicativas en el texto del artículo parte B-63. Dimensiones aplicadas en aguas limpias. Para líquidos que contienen sedimentos póngase especificaciones al 4to. conte.

Fig. BF-36 ( 7 )



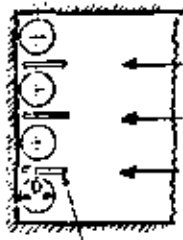
ESTANDAR DEL INSTITUTO DE HIDRAULICA  
CARCAMO PARA VARIAS BOMBAS

RECOMENDADO



$V_e =$  Un pie por segundo o menos.

$S = 1\frac{1}{2}$  a 20

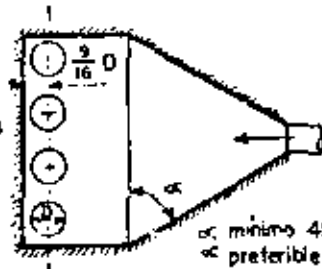


Muro divisor

Aumentese el espesor del muro divisor a la distancia entre ejes de la bomba

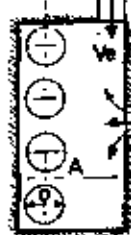
Extremidades de los muros ojivales u circulares

Entre la pared y el muro divisor de jese un espacio de  $\frac{D}{5}$  aproximadamente



$\alpha$  mínimo 45°  
preferible 75°

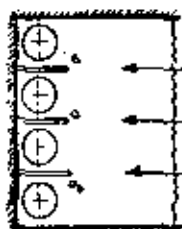
Alimentación



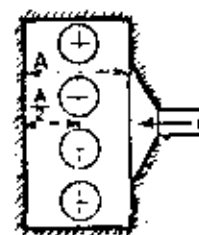
(a)

$V_e = 2$  pies por segundo o más  
Si A es menor de 8 diámetros

NO RECOMENDADO

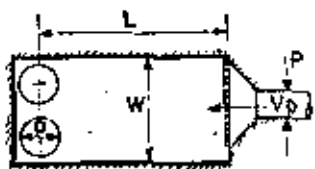


(b)

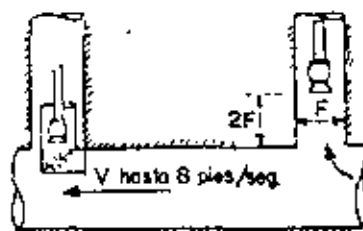


(c)

RECOMENDADO



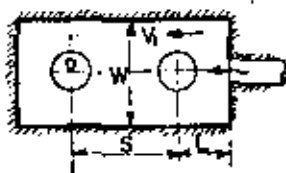
W/p	1.5	1.5	2.0	4.0	10.0
L	3D	6D	7D	10D	15D
Vp	1	2	4	6	8



V hasta 8 pies/seg.

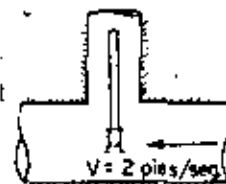
Los desarenadores, rejas y pichancho deberán colocarse transversalmente a la entrada del canal y al principio de la sección más ancha

NO RECOMENDADO A MENOS QUE:



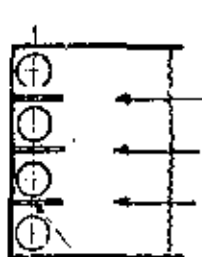
(d)

$W = 5$  diámetros o más  
 $V_e = 0.2$  pies/seg. o menos  
 $L =$  igual que al cuadro anterior  
 $S$  mayor que 40



(e)

RECOMENDADO ALTERNADO CON (b)



Aberturas en el separador

(f)



Aberturas en el separador

Figura BF-37 (f) - (18) - Una alternativa para (b) es establecer respiraderos en las paredes laterales, partiendo del centro al punto más bajo del nivel mínimo del agua: esto permitirá desalojar el flujo de las cámaras donde no existe el bombeo.

#### B-64 CORRECCION DE LOS CARCAMOS EXISTENTES.

Se ha establecido definitivamente que la turbulencia en los cárcamos para la succión de bombas es perjudicial para las bombas, para la toma y para las estructuras. También es una verdad, que es de una magnitud pequeña la fuerza que puede desarrollar u originar un remolino. Mientras se puedan evitar estos fenómenos en el nuevo diseño de estructuras ya existentes y en las cuales los problemas son ya aparentes o cuando se necesita hacer una ampliación del cárcamo, es necesario aplicar medidas de corrección. La revisión de las diversas medidas para corregir en particular los problemas de los cárcamos, se muestra en la Figura BF-38 - (9) En muchos casos las modificaciones que se hacen en el campo son muy caras y no garantizan el éxito y se recomienda que el modelo de cárcamo debe ser probado hasta el punto de que se tenga la seguridad de su funcionamiento efectivo para hacer los cambios aprobados.

Figura BF-38 (a) - (9) - Reducción de la velocidad de entrada des-parramado el flujo en un área de gran tamaño o cambiar la dirección y la velocidad de entrada por medio de regularizadores.

1. - Levantar el piso en forma de que se extienda arriba del nivel mínimo del flujo.
2. - Suspendiendo y extendiendo alternativamente cerca del piso y cerca del nivel mínimo del flujo.

Figura BF-38 (b) - (9) - Cambiar la localización de las bombas en relación con la toma.

Figura BF-38 (c) - (9) - Cambiar la dirección del flujo agregando se-paradores en el piso y en la pared posterior del depósito, bajo el eje central de la bomba.

1. - Paralelos al flujo de entrada.
2. - Ajustarlos a la campana de la bomba si el piso es inaccesible.

Figura BF-38 (d) - (9) - Proveer interruptores para "detener el flujo" en caso de cárcamos de bombas múltiple y separados por paredes que tengan terminales en forma redonda u ojival.

Figura BF-38 (e) - (9) - Eliminar las paredes de separación:

# ESTANDAR DEL INSTITUTO DE HIDRAULICA CORRECCION A CARCAMOS EXISTENTES

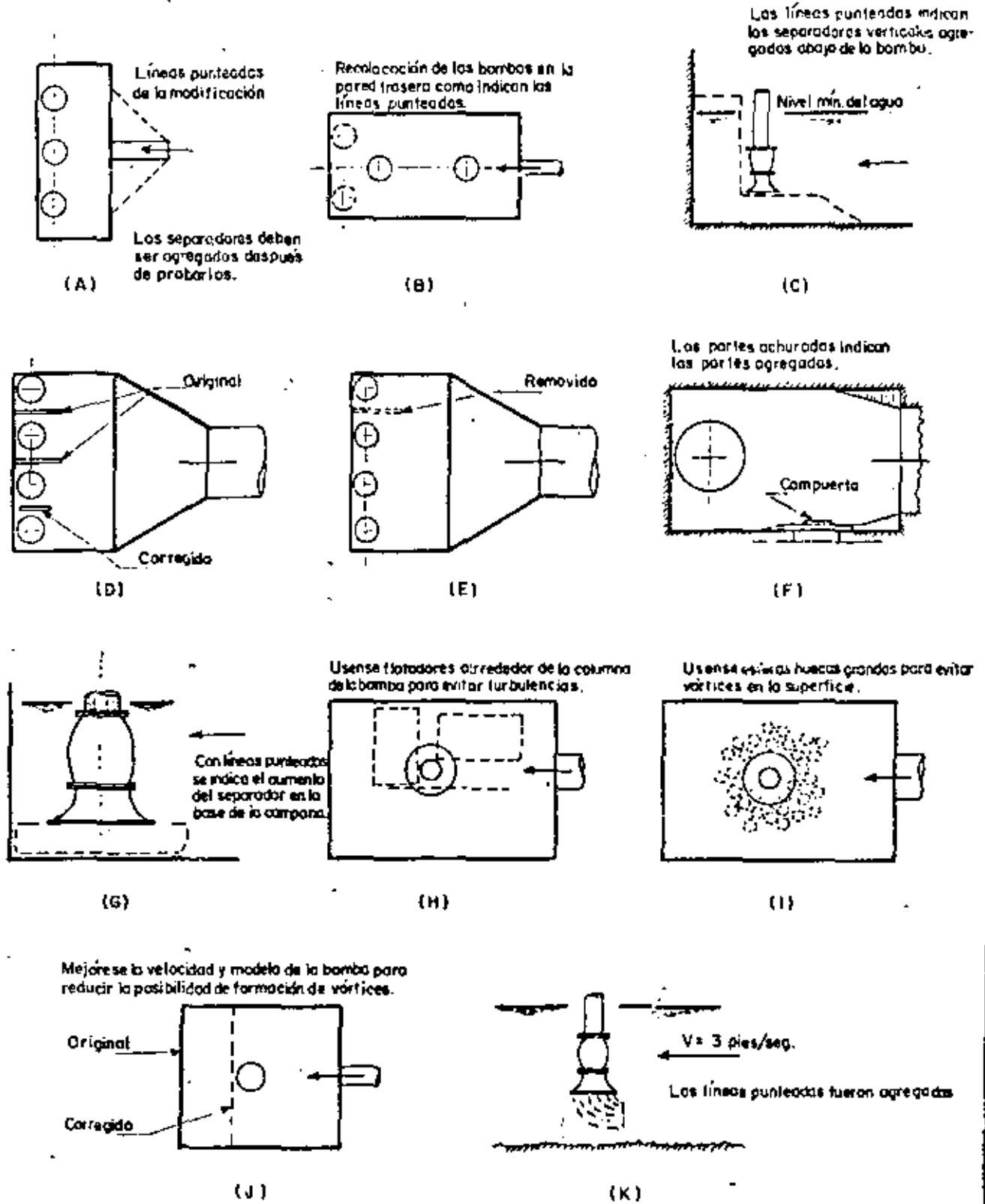


Figura BF-38 (f) - ( 9 ) - Eliminar los cortes rectos en las esquinas amortiguándolas en las compuertas, rejillas, etc., haciendo rellenos para obtener contornos suaves.

Figura BF-38 (g) - ( 9 ) - Reducir la velocidad del flujo y eliminar las turbulencias, añadiendo a la campana de succión una placa de extensión y un separador.

Figura BF-38 (h) - ( 9 ) - Colocar tarimas reticulares de madera alrededor de la columna de la bomba para impedir los remolinos superficiales.

Figura BF-38 (i) - ( 9 ) - Usar esferas grandes para impedir los remolinos superficiales.

Figura BF-38 (j) - ( 9 ) - Mejorar la velocidad del modelo de la bomba para reducir la posibilidad de la formación de remolinos.

Figura BF-38 (k) - ( 9 ) - Cambiar la dirección de la entrada del flujo gradualmente por medio de paletas curvas paralelas.

En general:

1. - Conservar el flujo de entrada abajo de 2 pies por segundo.
2. - Conservar el flujo en el cárcamo abajo de 1 pie por segundo.
3. - Evitar el cambio de dirección del flujo de la toma a la bomba.
4. - Cambiar la dirección, gradualmente, en forma suave e independiente.

Cualquiera de estas alteraciones, ya sean individualmente o en combinación, ayudarán a crear un flujo mejor en el cárcamo; si persisten las molestias será necesario limitar el flujo total o cambiar tanto las velocidades como el tamaño de la bomba.

B-65

## PRUEBA CON LOS MODELOS DE ENTRADA

Muy a menudo, el análisis de los diseños propuestos sólo se puede obtener haciendo pruebas con modelos a escala de la toma. Los ingenieros responsables para el diseño de una estación de bombas, deben consultar con el fabricante de la misma para establecer uno o más arreglos de la entrada. Las pruebas para un modelo de cárcamo deberán ser, en este caso, dirigidas por la Universidad o por el fabricante de la bomba. Las pruebas del modelo de cárcamo pueden mostrar modificaciones en la estructura o en el arreglo de los amortiguadores cuando sea necesario y algunas veces las pruebas de modelos de cárcamo muestran lo considerable de la economía que se puede hacer en el diseño de la estructura de la entrada. El modelo deberá ser bastante extenso para incluir todas las partes del canal que puedan afectar el flujo cerca de la bomba, incluyendo rejillas y compuertas.

Pueden producirse diferencias entre el modelo y el prototipo, en vista de que todas las consideraciones de similitud no pueden producirse simultáneamente; por consiguiente el rango de niveles y velocidades debe de ser estudiado hasta reducir, en lo posible, cualquier acontecimiento desfavorable o indeseable que parezca, a la simple vista, insipiente en condiciones matemáticas análogas.

El flujo comparable en el modelo que se considera, puede ser obtenido por medio de los números de Froude, sobre esta base:

$$V_m = V_p \sqrt{R}$$

En donde:

$V_m$  = Es la velocidad del agua en el modelo.

$V_p$  = Es la velocidad del agua en el prototipo.

$R$  = Es la relación lineal entre el modelo y el prototipo, ó

$$\frac{L_m}{L_p}$$

en donde:

$L_m$  = Es cualquier dimensión lineal en el modelo.

$L_p$  = Es la dimensión en el prototipo que corresponde a cualquier dimensión  $L_m$  en el modelo.

Varios investigadores han encontrado una gran aproximación entre el modelo y el prototipo cuando las velocidades son iguales y cuando estas velocidades están de acuerdo con el número de Froude; por de pronto establece, y con artículo de precaución, que toda la gama de velocidades deberá ser estudiada en el modelo de prueba.

(Hasta aquí el artículo del Estándar de Hidráulica, N. del T.)

Descarga:

El diseño de la descarga comprenderá la disposición, magnitud y otros detalles de instalación de todos los elementos que se requieren para conducir el agua, desde la salida de las bombas, hasta el lugar donde se inicie su distribución del agua o se determina el bombeo.

Básicamente la descarga comprende el conjunto de tuberías y el depósito o dispositivos donde se entregue el agua bombeada.

Las dimensiones de un tanque de descarga dependerán principalmente; de las tuberías que llegan a él y de la energía cinética del agua que deberá ser en la mayoría de los casos amortiguada, también de la distribución que se le vaya a dar al agua, así como de algunas otras condiciones que se requieran en el tanque dependiendo del destino del agua.

Otros elementos.

Un dato muy importante en la operación y mantenimiento de una planta de bombeo es medir el agua bombeada, esto es obvio, ya que cada gota entregada a la descarga redundará en la economía del sistema.

Los medidores pueden quedar ubicados en la descarga individual de cada bomba, en la tubería general o en el depósito de descarga.

Existen en el mercado medidores de varios tipos para medir el gasto hidráulico en un canal o en tuberías. La elección del tipo de medidor dependerá de las condiciones del bombeo y de la efectividad que ofrezcan para cada caso particular.

La ubicación, magnitud y características de otros elementos de la planta, como son: casas habitación para el personal, oficinas y administración, etc. deberán determinarse en función de los otros elementos de la planta, procurando tener una interconexión de fácil acceso, comodidad; seguridad, etc.

En general deberá tenerse presente el contar con servicios sanitarios y de agua potable en estas instalaciones.



Equipo de bombeo.

Uno de los problemas que se presentan en el proyecto de una planta es el de la elección del equipo de bombeo que esencialmente queda constituido por las bombas, los motores y los accesorios para su arranque y protección.

El procedimiento más recomendado para elegir un equipo, es el que combina, - el conocimiento del ingeniero tanto del problema como de los productos que -- existen en el mercado, con las proposiciones que ofrecen los fabricantes de -- bombas y motores.

Básicamente una elección de este tipo comprende los siguientes puntos:

- . Datos del problema.
- . Número de unidades.
- . Capacidad de las bombas.
- . Condiciones hidráulicas del sistema.
- . Elección de la bomba tipo. Características.
- . Elección del motor.
- . Composición del equipo de bombeo.
- . Diseño de la instalación.
- . Propuestas de los fabricantes.
- . Características del equipo elegido y costo.

En forma resumida y general los siguientes factores influyen directa o indirectamente en la selección de las bombas una vez que se hayan establecido y definido las características hidráulicas de un sistema.

- . Factores técnicos.
- . Número de unidades.
- . Características de operación.
- . Eficiencia máxima y de la zona contigua a la curva característica.
- . Motor requerido.
- . Accesorios.
- . Tamaño y peso de las unidades.
- . Garantías del fabricante.
- . Servicio de refacciones.
- . Alguna característica especial de la bomba.

Factores económicos.

- . Costo inicial del equipo.
- . Costo de instalación.
- . Costo de operación y mantenimiento.
- . Vida útil estimada de cada unidad.
- . Posible sustitución de refacciones con otras marcas.
- . Prestigio, cercanía y tiempo de entrega de la casa vendedora.

### 7.3. - Tuberías y accesorios.

#### Descargas cortas.

Cuando la descarga se hace inmediatamente al cárcamo, lo más conveniente es que cada bomba desfogue individualmente a un tanque o pileta, mediante una tubería que resulta ser corta y cuyo diámetro se elige igual al diámetro de la descarga de la bomba que, en el caso de bombas verticales será el codo cabezal. Esto generalmente se usa para evitar piezas especiales de reducción o ampliación que no se justifican dado la longitud de la tubería.

#### Descargas largas.

Cuando la descarga se localiza lejos del equipo de bombeo y se tengan varias bombas, cada una de ellas también puede descargar individualmente, no obstante, es usual por razones económicas, conectarlas a una tubería común de mayor diámetro y con ella conducir el gasto total hasta el sitio elegido. En ocasiones será necesario o conveniente más de una tubería común lo cual dependerá de la magnitud del gasto, del número de bombas y de la forma que se prevea para combinar la operación del sistema, de tal manera que el gasto suministrado esté de acuerdo con las necesidades.

Las características de la tubería de descarga, como son: diámetro, material, espesor, etc., se determinan mediante un estudio técnico - económico que permita elegir aquella que ofrezca mayor seguridad contra los esfuerzos a que estará sometida, previendo todas las contingencias; pero que además, se tengan los mínimos costos, tanto iniciales como de conservación.

Respecto al diámetro debe considerarse que para un gasto ( $Q$ ) y clase de tuberías dadas, en una de menor diámetro se tienen mayores pérdidas de energía por fricción y consecuentemente esto origina un aumento de la carga de descarga del sistema y por lo tanto en la potencia requerida por la bomba, lo cual se traduce en el aumento de los costos de operación. No obstante, el costo de esta tubería es menor y los accesorios, como son las válvulas, piezas especiales, etc. también lo serán. Una tubería de diámetro mayor cuesta más inicialmente, pero al producirse en ella menos pérdidas de energía, se puede tener un ahorro en la potencia, que a la larga y en muchas ocasiones es mayor que el costo adicional en su precio inicial, comparado con otra de menor diámetro.

Es recomendable en la elección del diámetro de la tubería de descarga, un análisis más o menos detallado, especialmente cuando se trata de una longitud grande, pues en ocasiones las pérdidas por fricción que se puedan tener en ella,

ocasionan una variación en el valor de la carga manométrica, en tal forma, -- que puede influir notablemente en la elección del tamaño del motor y en los costos operativos de la planta, esto independientemente de otros factores intangibles del proyecto en cuestión.

En cuanto al material y espesor de las tuberías, éstos dependerán principalmente de los esfuerzos a que estarán sometidas debido a las presiones normales de trabajo y las que se tienen al producirse el fenómeno llamado "golpe de ariete" que se presenta en el arranque y paro de las bombas. Las tuberías empleadas con más frecuencia son las de asbesto cemento, acero, fierro y concreto.

Elementos de control y protección en la conexión de bombas.

En las descargas largas, ya se trate de una sola unidad de bombeo o de varias unidades conectadas a una tubería común, casi siempre es necesario el empleo de ciertos elementos cuyo objetivo es, la de algunos, controlar la descarga de las bombas y la de otros, proteger a las tuberías y al equipo de bombeo en general, principalmente del fenómeno llamado "golpe de ariete".

A continuación se comentará en forma somera, la función de los elementos de control y protección que se usan con más frecuencia en las plantas de bombeo, para lo cual se considera como vía de ejemplo la figura No. 10 que muestra un caso práctico de tres bombas conectadas, para operar en paralelo, a una línea de descarga.

Juntas flexibles.

Son recomendables para absorber algunos movimientos ocasionados por el trabajo de la bomba, así como pequeños desalineamientos durante el montaje del conjunto; también se aprovechan para desconectar con facilidad la unidad de bombeo cuando se requiera. Generalmente son empleadas las Juntas Dresser y Gibault o algún otro elemento similar.

Válvulas eliminadoras de aire.

a. - Algunas se instalan con el objeto de expulsar el aire retenido en la succión cuando la bomba no trabaja. Esta expulsión se efectúa luego de iniciarse la operación de la bomba. Se ubican inmediatamente a la descarga de la bomba, generalmente después de la junta flexible.

Uno de los tipos más usados es el que muestra la figura No. 11 (1) a la cual puede acoplársele una válvula Check con el objeto de amortiguar el golpe del agua para prolongar su vida útil y evitar ruidos desagradables. La instalación de ésta Check es optativa pero recomendable.

El diámetro y características de esta válvula se elige principalmente en función del gasto de la bomba y de la presión en la tubería. Se puede seleccionar consultando los catálogos de las casas vendedoras de estos dispositivos.

b. - También se instalan válvulas de aire a lo largo de las tuberías de descarga muy largas y cuando son relativamente cortas pero con quiebres bruscos. Esto último, no obstante que siempre se trate de evitar, en ocasiones son necesarios debido a las condiciones topográficas del terreno por donde pasará la tubería.

La ubicación de estas válvulas y sus características también se pueden determinar consultando los catálogos de sus fabricantes y efectuando además un estudio cuidadoso del perfil del eje de la tubería. En la figura No. 11 (2) se muestra un tipo de esta válvula.

#### Válvulas de Retención.

Se usan con el objeto de retener la masa de agua que se encuentra en la tubería cuando la bomba suspende su operación y con el fin de evitar esfuerzos excesivos en las bombas debido al fenómeno de golpe de ariete. Esto no quiere decir que estas válvulas eliminen el efecto de ese fenómeno, sino que únicamente lo atenúan.

Existen varios tipos en el mercado, pudiéndose observar algunos de ellos en la figura No. 11 (3), (4) y (5). La primera representa la válvula Check tradicional y comúnmente empleada llamada de columpio. La segunda se denomina Duo-Check y consta esencialmente de dos medias lunas conectadas a un eje vertical, que se abren y se cierran según el sentido del escurrimiento. La tercera se trata de una Check cuya peculiar característica es efectuar un cierre más o menos lento con lo cual se consigue prolongar la vida de la válvula y casi eliminar el ruido que producen los otros tipos. Esto último es ventajoso para ciertos casos dada la ubicación de la obra; suele llamársele Check Silenciosa.

La selección del tipo de Check para una determinada instalación dependerá del diámetro de la válvula a emplear, de las presiones a que operará y de su costo en el mercado.

En varios proyectos, el tiempo de entrega que ofrecen sus fabricantes puede ser determinante para el tipo elegido.

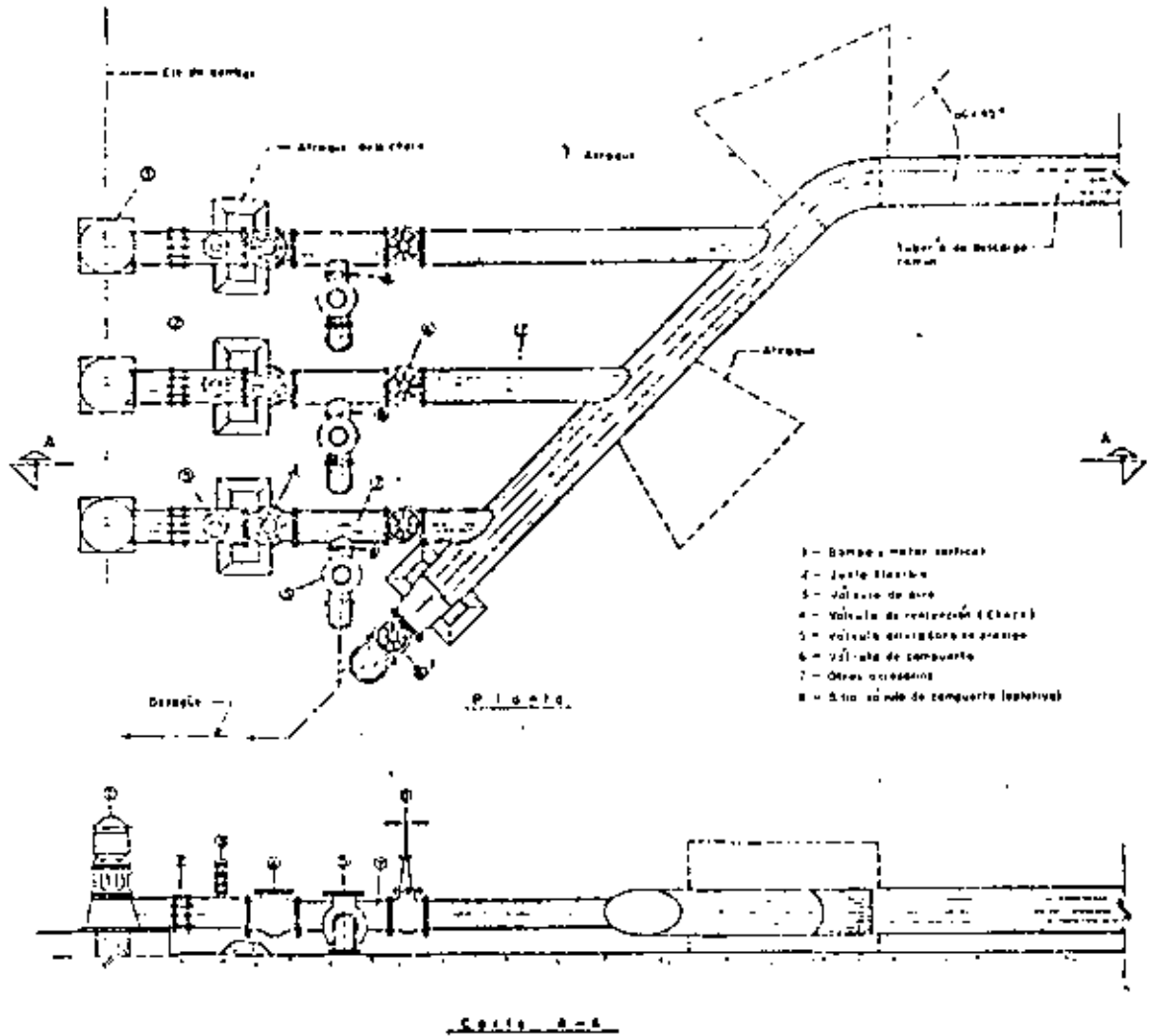


Fig 10 — Conexión de tres bombas para trabajar en paralelo, mostrando los elementos de control y protección.

### Válvulas Roto - Check.

La figura No. 11 (6) muestra la sección según el eje longitudinal de la tubería de la válvula llamada Roto - Check, cuya operación es semejante a la de columpio, como puede observarse en la figura.

Por su diseño y procedimiento de construcción (se fabrica por mitades y se une con pernos) compete en costo con la válvula Check tradicional y es especial para cuando se requieran diámetros grandes. Tiene la ventaja, además de efectuar un cierre lento y más hermético.

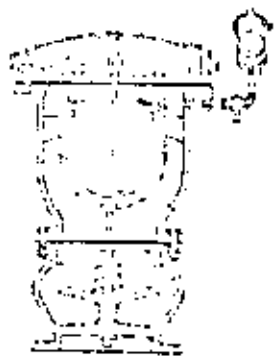
### Válvulas de compuerta.

La válvula de compuerta se emplea con el objeto de aislar en un momento dado, algún elemento o sección de la instalación para poder efectuar una reparación, inspección o dar mantenimiento, sin que se interrumpa totalmente el servicio de bombeo. También se evita con esta válvula, el regreso del agua por alguna bomba que no esté operando debido a la operación parcial del equipo.

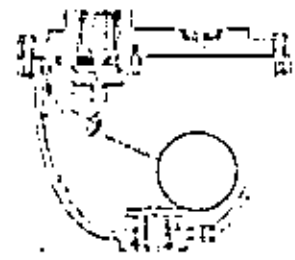
En una conexión como la figura No. 10 esta válvula se instala en la descarga de cada bomba, después de la válvula Check y antes de la válvula de alivio; sin embargo, pudieran ser necesarias otras en otro sitio o disminuir el número de ellas, según el proyecto de la conexión que se haga, de acuerdo con la flexibilidad de operación que se prevea en el sistema de bombeo.

La válvula de compuerta señalada con el número (6) de la figura No. 11 ubicada en el extremo inicial de la tubería de descarga, es recomendable para vaciar la tubería de tiempo en tiempo. Esta práctica permite efectuarle a dicha tubería una especie de lavado, ya que así se extraen las arenas y lodos que se depositan a lo largo de ella, según se ha podido observar. La presencia de estos azolves es desventajosa para el funcionamiento de la planta de bombeo en general, y sobre todo cuando se ha dejado de operar el equipo por algún tiempo y se reanuda el bombeo. El diámetro de la válvula de compuerta para estos fines es la mitad del de la tubería de descarga.

También se instalan válvulas de compuerta con fines de desagüe, en las depresiones o columpios más o menos largos de la tubería de descarga. Esta instalación se hace mediante una "T" de acero o fierro fundido proveyéndole a la válvula una caja de protección y fácil inspección, así como de un desagüe rápido de acuerdo con la topografía del terreno en donde se localice.



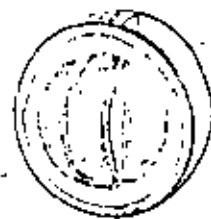
1



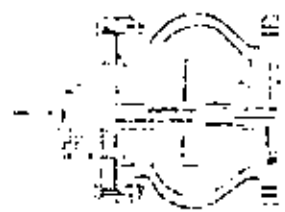
2



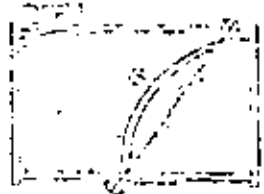
3



4



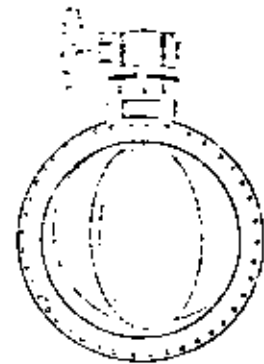
5



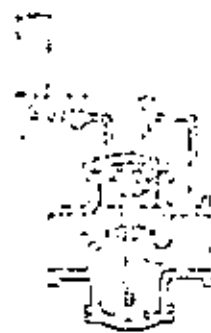
6



7



8



9

Fig. II.- VALVULAS 1- de Aze 2- de Aze 3- Check 4- Duo Check 5- Check stercooso 6- Roto Check 7- Compuerta 8- Mordisco 9- Ativa

El tipo de válvulas de compuerta más empleado es el que muestra la figura -- No. 11 (7) y se caracteriza por ser bridada y con vástago saliente, es decir -- que éste se desplaza según su eje vertical. Esto tiene la gran ventaja de que el operador se cerciorea con facilidad, si la válvula está abierta o cerrada.

Conviene recordar que la válvula de compuerta está diseñada propiamente para ser operada cuando se requiera un cierre o abertura total, y no se recomienda para usarse como reguladora de gasto, salvo para casos eventuales y tiempos-cortos.

#### Válvulas de Mariposa.

Las válvulas de mariposa, como la mostrada en la figura No. 11 (8) puede sustituir a la de compuerta cuando se requieren diámetros grandes y para presiones-bajas en la línea; tienen la ventaja de ser más ligeras, son de menor tamaño y más baratas. Estas válvulas se operan por medio de una flecha que acciona un disco haciéndolo girar centrado en el cuerpo de la válvula; la operación puede ser manual, semiautomática o automática, mediante dispositivos neumáticos, hidráulicos o eléctricos.

El diseño hidrodinámico de esta válvula permite emplearla como reguladora de gasto y en ciertos casos para estrangular la descarga de una bomba, figura No. 11(8).

#### Válvulas de alivio contra golpe de ariete.

Las válvulas aliviadoras de presión son empleadas para proteger el equipo de bombeo, tuberías y demás elementos en la conexión contra los cambios bruscos de presión que se producen por el arranque o paro del equipo de bombeo. La válvula está diseñada de tal manera, que puede abrirse automáticamente y descargar al exterior, cuando la presión en el sistema, es mayor que aquélla con la que fué calibrada, lográndose con ello el abatimiento de la línea piezométrica. El cierre de esta válvula también es automático y se logra cuando la presión en la línea llega a ser menor que la de su ajuste o calibración.

De acuerdo con lo anterior, el empleo de esta válvula dependerá de la magnitud de las presiones que se tengan debidas al golpe de ariete y de la conveniencia -- que surja al haber hecho un estudio económico, considerando la posibilidad de emplear elementos (tuberías, válvulas, etc.) resistentes a las presiones que se van a presentar. Figura No. 11 (9).



Su ubicación se elige después de los elementos de control o al principio de la tubería de descarga común. En una instalación como la figura No. 10 en la cual se ha instalado una válvula de alivio a cada bomba, se sitúa entre la Check y la de Compuerta, mediante una "T" de acero o fierro fundido.

El desfogue de la válvula de alivio deberá diseñarse sin posibilidad de ahogamiento y guiar la descarga hacia aguas abajo de la fuente de abastecimiento.

Como puede observarse en la figura No. 10 para el montaje de los accesorios de control y operación, son necesarias las llamadas "piezas especiales" que pueden ser de fierro fundido o de acero, como son: codos, tes, reducciones o ampliaciones, carretes, extremidades, etc.

Equipo de cebado.

Cuando se emplean centrifugas horizontales, lo más recomendable es hacer una instalación tal que el nivel del agua en la succión, se tenga siempre arriba del eje de la bomba; con la finalidad de evitar problemas de cebado, figura No. 4 ; sin embargo pudiera suceder que, dadas las características del bombeo convenga ubicar la bomba arriba de dicho nivel y entonces será necesario contar con un equipo adicional para cebar las bombas.

Existen varios sistemas de cebado, uno de los más simples es, empleando un tanque elevado para llenar la bomba y una válvula de aspiración, llamada también de pie o de zapa, la cual no es más que una especie de válvula Check diseñada para instalarse en una tubería vertical. Este sistema no es muy eficiente porque la válvula, con el tiempo o por el contenido del agua no cierra perfectamente y constantemente puede vaciarse la columna de succión. Este sistema es más indicado para cuando se manejan aguas muy limpias y para pequeños gastos de bombeo.

En el mercado existen ya sistemas de cebado de los cuales mencionamos los tanques cebadores, los eyectores y las bombas de vacío.

#### 7.4. - Instalaciones de máquinas y detalles complementarios.

El soporte o apoyo de las bombas deberá ser rígido, con el fin de garantizar un mejor funcionamiento de ellas.

Cuando se trata de bombas verticales el cabezal de descarga, ya sea con descarga bajo o sobre la superficie, generalmente se apoyan sobre perfiles laminados de acero estructural. Será conveniente formar bastidores para lograr mejor rigidez en el apoyo, aún cuando estructuralmente pueden ser suficientes dos viguetas paralelas, figura No. 12 a.

En el cálculo estructural del apoyo de los equipos deberá considerarse el peso de cada unidad de bombeo y lo que se llama empuje axial de la bomba, esto último es más importante en bombas verticales. Si los apoyos de las unidades de bombeo forman parte de la estructura de la plataforma de un cárcamo se deberá considerar la carga viva y otras fuerzas que actúan en esos elementos.

También se instalan sobre plataformas de concreto ahogando los pernos de anclaje en lechadas de cemento, figura No. 12 b. En algunos casos, cuando se usan motores de combustión, estos pueden resultar de gran tamaño y peso, por lo que en lo posible se recomienda buscar una distribución de bombas tal, que estas máquinas puedan apoyarse directamente sobre el terreno a fin de evitar estructuras de sostén costoso.

En el diseño del apoyo de las bombas verticales, deberá tomarse en consideración que en cualquier momento la extracción de las bombas sea fácil, por lo tanto la separación de los perfiles que la sostendrán estarán en función de la placa de apoyo del cabezal y del diámetro máximo del razón.

En la mayoría de los casos los motores eléctricos pueden ser de los llamados, tipo intemperie y no será necesario colocarlos bajo una caseta, no obstante si se construye ésta, las dimensiones de altura se fijarán atendiendo a las dimensiones verticales del motor y tramos comerciales de columna de succión que se vayan a instalar. Muchas veces se proveen vanos en el techo de la casa de máquinas para facilitar la operación de extracción.

En general, tanto para bombas verticales como horizontales, se deberá tener espacio suficiente para maniobras de extracción, reparación y mantenimiento, independientemente de las que se requieran para la succión de las bombas, desde el punto de vista hidráulico.

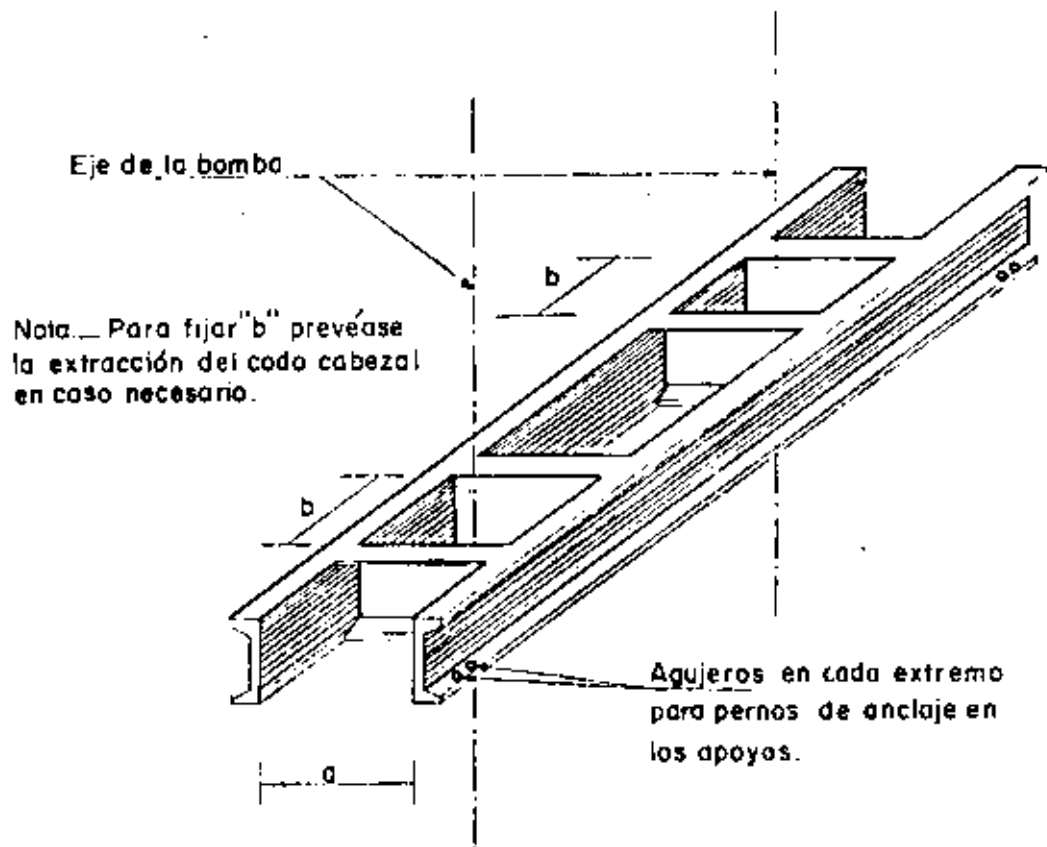


Fig.12a. Apoyo de bomba vertical

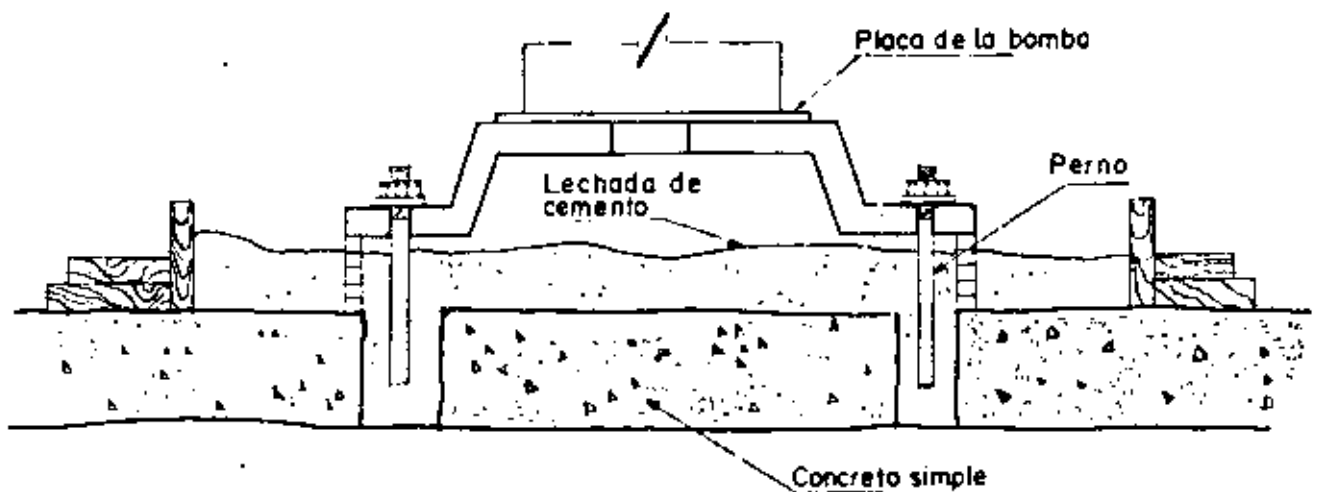


Fig.12b. Apoyo de bomba horizontal

Tratándose de bombas horizontales casi siempre los espacios entre ejes de las tuberías de succión quedan supeditadas a los espacios necesarios para la instalación de motores y espacios requeridos para maniobras en la Casa de Máquinas.

#### Detalles Complementarios.

Dentro de los detalles complementarios pueden quedar incluidas la ubicación y diseño de elementos tales como: escaleras de acceso, atraques de válvulas, silletas para tuberías, localización de cunetas y desgües, etc. También se incluyen el diseño y ubicación de las gruas para la maniobra de instalación y mantenimiento de equipos.

Cabe mencionar aquí, que en ocasiones, sobre todo cuando se manejan aguas con materias de suspensión, conviene contar para el mantenimiento de la planta con un equipo a base de bombas sumergibles o de otro tipo similar para efectuar una limpieza periódica a ciertas partes de la planta que están expuestas a la acumulación de azolves cuando no se bombea, tales como la obra de toma y cámara de bombeo. Esto desde luego es independiente del tipo de bomba que se elija para la operación del sistema considerando el agua que se va a manejar.

En los planos constructivos deberá indicarse los detalles necesarios para la instalación de las tuberías de descarga. Por ejemplo, si se emplean tuberías de asbesto - cemento se fijarán las dimensiones de las cepas, camas de grava, forma de enterrar la tubería, etc. Lo recomendable es consultar los instructivos que al respecto han formulado los fabricantes de este material.

La figura No. 13 muestra un atraque que se aconseja para la válvula Check. Este atraque se sitúa en el extremo aguas abajo de la válvula y esencialmente consta de una placa de acero con horadación igual a la sección interior a la tubería, ahogada en el concreto del piso y con agujeros que se corresponden con los de las bridas del tubo y de la válvula; con esto se puede desmontar la válvula por cualquier motivo sin desalinearse el conjunto.

La figura No. 14 muestra un tipo de silletas que se usan con frecuencia para el apoyo y atraques de las tuberías.

Los machones o atraques de codos o cambios de dirección deberán diseñarse cuidadosamente basándose en la fuerza total resultante que se tenga debido a la presión hidrostática y la resultante originada por el impulso y la reacción que ejerce el agua sobre el codo. También deben considerarse las fuerzas de rozamiento, la reacción del terreno, etc.

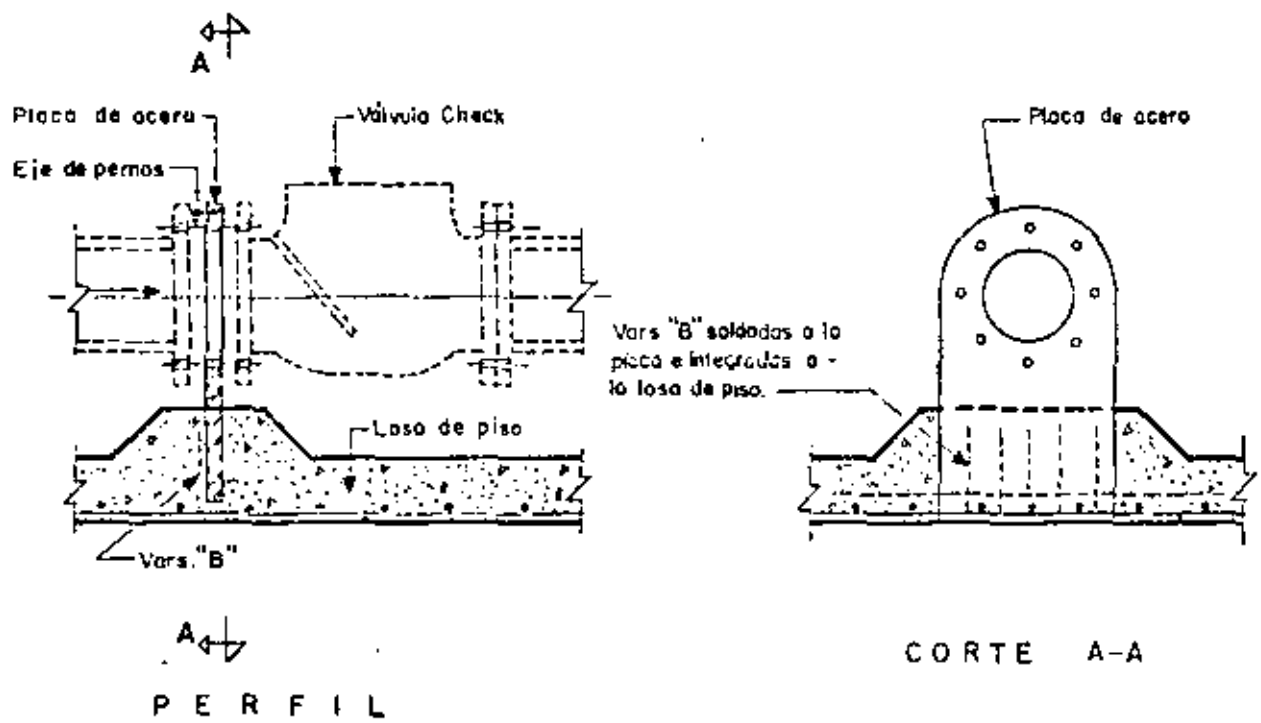
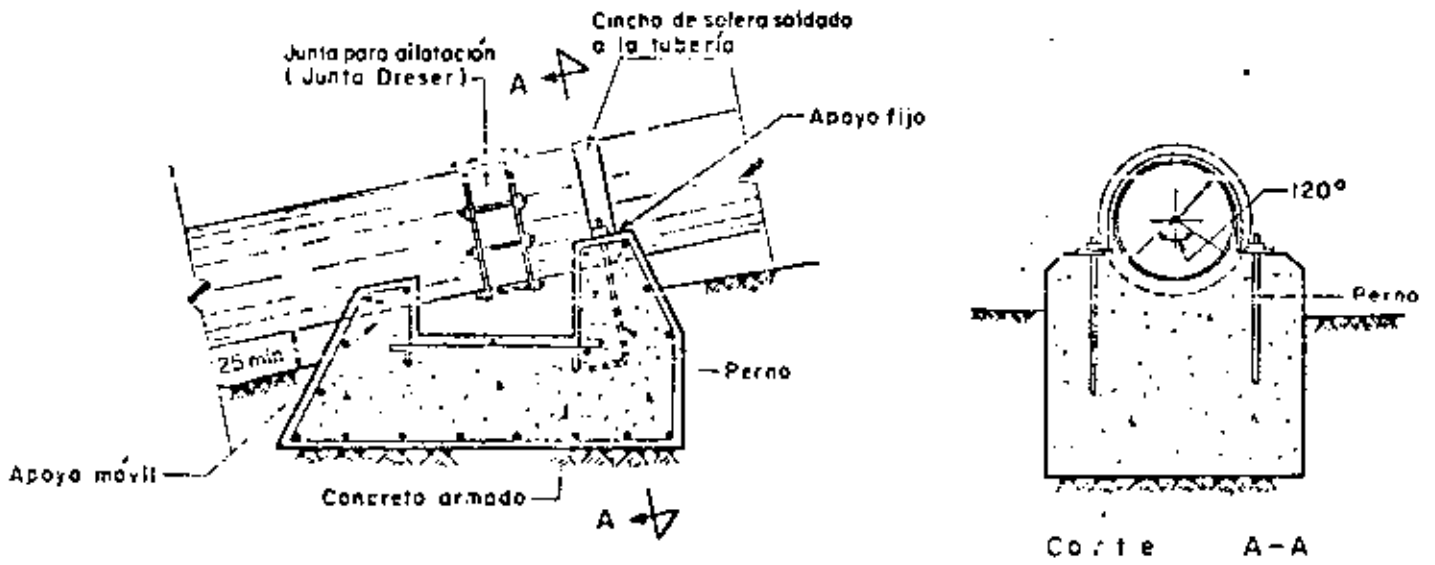
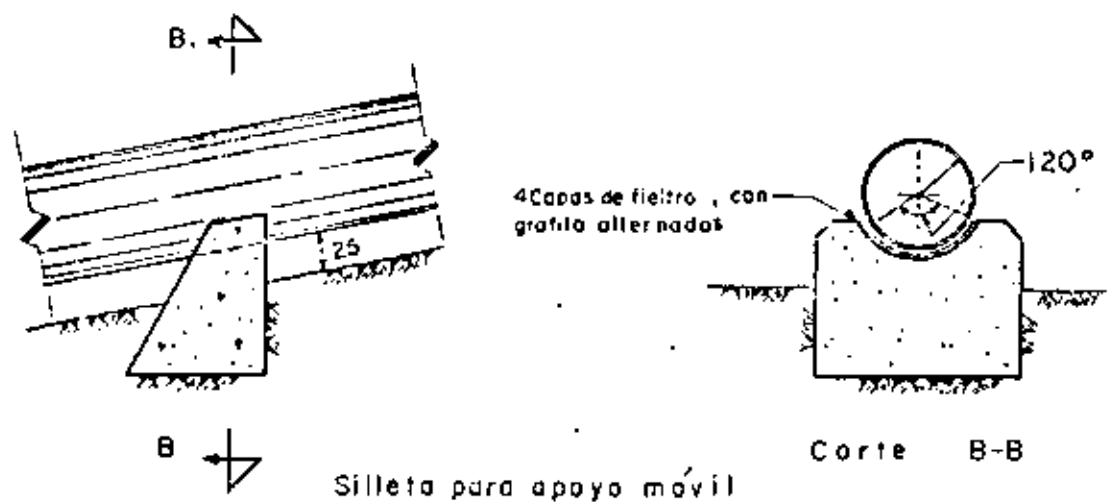


Fig. 13.- Atraque para válvula check



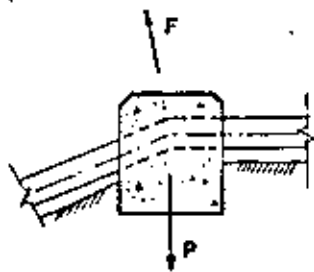
Silleta para apoyo fijo y móvil



Silleta para apoyo móvil

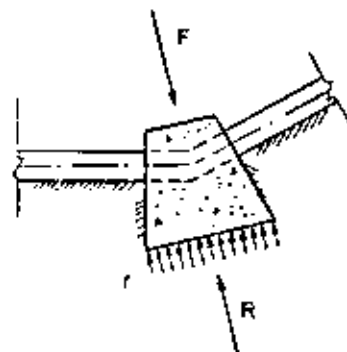
Fig. 14 Silletas de concreto

Básicamente se puede presentar los casos que muestra la figura No. 15 en la cual se indican el equilibrio que se debe cumplir.



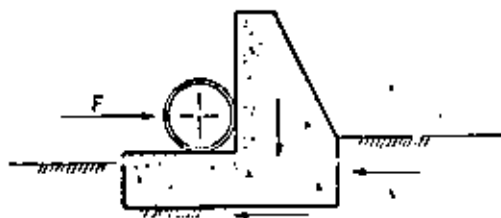
$$P \geq F$$

El peso del machón P debe contrarrestar la fuerza F



$$AT = R \geq F$$

El área de contacto A por la reacción del terreno  $\underline{r}$ , soportan la fuerza F



El atraque trabaja como muro de retención que se opone a la fuerza F

Fig. 15.- Atraques típicos en tuberías.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

ESTACIONES DE BOMBEO

CUARTA PARTE

GOLPE DE ARTETE

M. EN I. GILBERTO SOTELO ÁVILA

SEPTIEMBRE, 1983



# GOLPE DE ARIETE

## I. INTRODUCCION

Se conoce con el nombre genérico de golpe de ariete a la serie de perturbaciones producidas en un conducto a presión por efecto de cambios bruscos de la velocidad del flujo y que consisten en variaciones violentas de la presión interior en la forma de ondas elásticas, que viajan a lo largo de la tubería modificando el estado de flujo permanente original. Las variaciones de la velocidad del flujo en un sistema hidráulico se deben a cambios del gasto como resultado de las maniobras en los órganos de cierre. En otros casos, el golpe de ariete se puede presentar aún cuando efectivamente no se opere un órgano de control del flujo en el sistema, si bien la alteración que se produzca llega a conducir al mismo resultado.

En la operación de una planta hidroeléctrica es usual que ocurran perturbaciones del flujo establecido en sus conductos de alimentación y desfogue. Esto se debe a las variaciones de gasto en las máquinas por efecto de la demanda o rechazo de la energía suministrada a la red eléctrica de consumo, o bien por el arranque o paro lento o brusco de las mismas perturbaciones semejantes se pueden presentar en los conductos de descarga de un sistema de bombeo por diversas condiciones de operación. La interrupción brusca del flujo de líquido puede ocurrir por efecto del cierre o apertura bruscos de las válvulas o por la interrupción repentina de energía eléctrica al motor o hasta por un desperfecto mecánico en el motor, en la bomba o en el grupo de bombas que integran el sistema.

Las maniobras en los órganos de control del flujo pueden ocasionar inicialmente ondas de presión positivas que producen aumentos de presión; las de apertura pueden ocasionar inicialmente ondas de presión de signo contrario; esto es, descensos de presión que después pueden combinarse. Las ondas de presión nacen en los puntos del sistema donde se produce la maniobra y se propagan a lo largo del conducto hasta el otro extremo, bifurcación o cambio de sección, donde se reflejan total o parcialmente. La onda reflejada puede conservar o cambiar el signo de acuerdo con la frontera donde se refleje, produciéndose después combinaciones.

En una sección, como la entrada a una tubería alimentada por un recipiente, o donde la misma tubería se conecta a un pozo de oscilación, la reflexión se produce conservando su magnitud pero con signo contrario. En el extremo muerto de una tubería, esto es, donde hay una tapa ciega o una válvula totalmente cerrada, la onda de presión se refleja totalmente sin cambiar de signo.

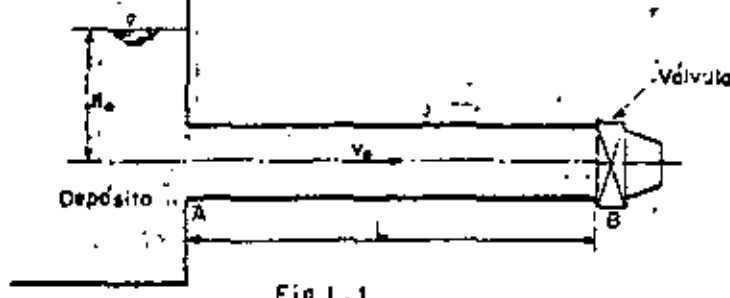


Fig 1.1

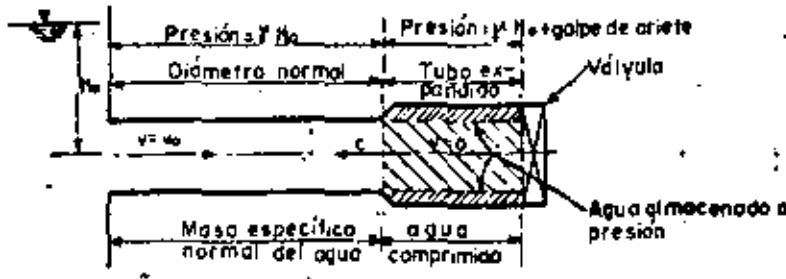


Fig 1.2.— Fase directa. Frente de onda positiva hacia el depósito.

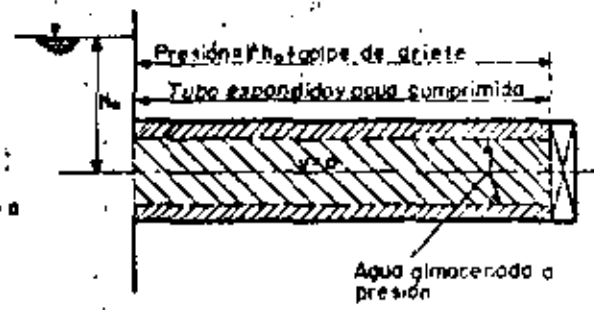


Fig 1.3.— Fase directa. Frente de onda positiva llegando al depósito,  $t = \frac{L}{a}$

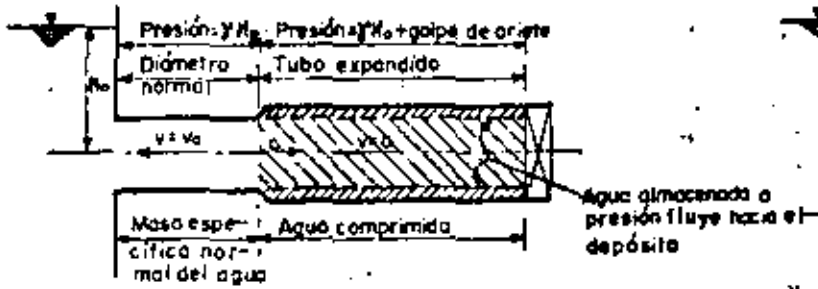


Fig 1.4.— Fase directa. Frente de onda negativa hacia la válvula.

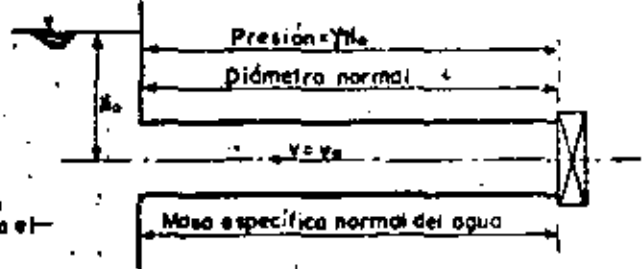


Fig 1.5.— Fase directa. Frente de onda negativa llegando a la válvula,  $t = \frac{L}{a}$

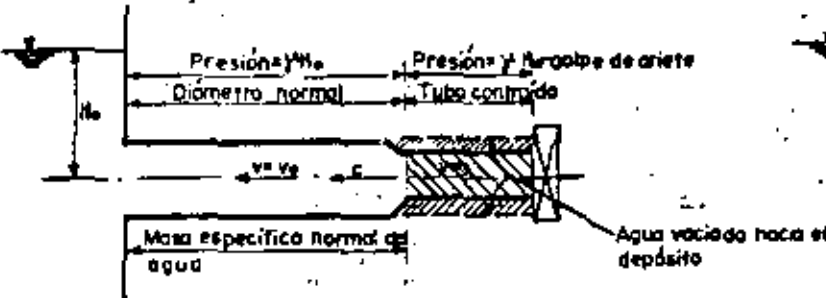


Fig 1.6.— Fase inversa. Frente de onda negativa hacia el depósito.

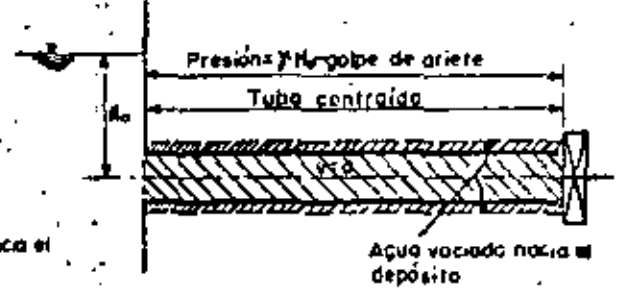


Fig 1.7.— Fase inversa. Frente de onda negativa llegando al depósito,  $t = \frac{2L}{a}$

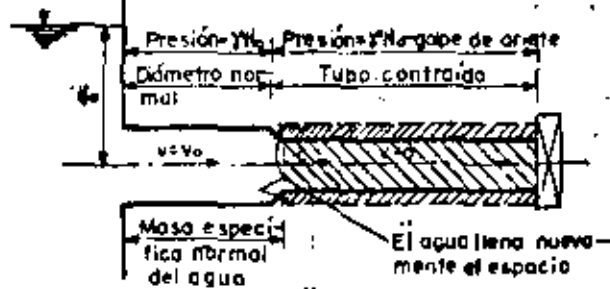


Fig 1.8.— Fase inversa. Frente de onda positiva llegando a la válvula.

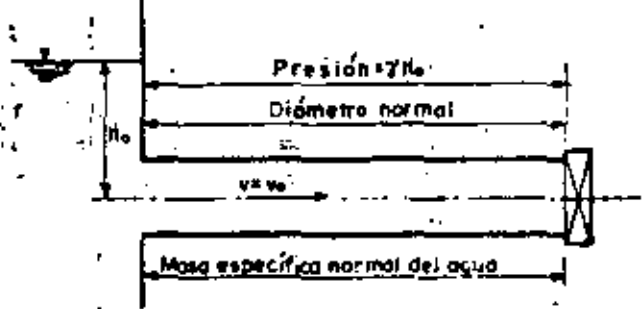


Fig 1.9.— Fase inversa. Frente de onda positiva llegando a la válvula,  $t = \frac{3L}{a}$

En los problemas hidráulicos es común considerar al flujo como permanente, esto es, que la velocidad media en cualquier sección transversal es la misma para cualquier instante. En el flujo no permanente la velocidad varía a lo largo del conducto y en cada instante. El golpe de ariete es un caso típico de este tipo de flujo, al cual también se le llama transitorio, debido a que se trata de una situación de flujo no permanente que ocurre durante el cambio de un estado permanente a otro permanente.

**Descripción del fenómeno.** Considere una tubería de sección y espesor constantes, de longitud  $L$ , y que es alimentada por un recipiente que contiene una gran masa de agua (fig. 1). Para modificar el régimen del escurrimiento, se recurre a la operación de la válvula colocada en el extremo inferior de la tubería; sin embargo, el cambio de régimen no se realiza con la misma rapidez de la operación si no en forma gradual. Esto produce fuertes cambios de la velocidad y de la presión del líquido fluyente, los cuales tratan de ajustarse a las condiciones del nuevo régimen.

Si se realiza el cierre instantáneo total de la válvula, la energía cinética del agua en la sección B es rechazada y transformada bruscamente en energía potencial, lo cual se traduce en un incremento de la presión hidrostática original que existe en el conducto para el régimen establecido. A su vez, esta energía potencial se transforma en trabajo elástico de deformación de las paredes del conducto y del líquido en la vecindad de la sección B. La conversión de energía cinética a energía elástica de deformación crea una onda de presión positiva que se transmite hacia el depósito con una celeridad "a" próxima a la del sonido.

En la zona del conducto, aguas abajo del frente de onda, se modifican totalmente las condiciones originales. Por efecto del aumento de presión, las paredes del conducto se deforman y el líquido ocupa el espacio libre a gran presión; la porción líquida se comprime, con el consecuente incremento de su masa específica, y por último, su velocidad se reduce a cero (fig. 2). La porción de agua comprendida entre el depósito y el frente de onda posee todavía las características originales del escurrimiento, velocidad  $V_0$  y carga de presión hidrostática  $H_0$ .

Este estado de deformación se extiende a lo largo del tubo con la misma celeridad del frente de onda. En el instante en que este llega al depósito, la totalidad de la tubería se encuentra deformada y llena de líquido en reposo, -- bajo una carga de presión adicional uniforme a lo largo del tubo (fig. 3).

Si el nivel del agua en el depósito permanece constante, el frente de onda no puede modificar la presión más allá de la sección A de entrada a la tubería, de modo que un manómetro instalado en ella registraría, en cualquier instante, la presión correspondiente a la carga  $H_0$ . El líquido contenido en el

depósito actúa a manera de pantalla que refleja íntegramente la onda de presión y el líquido, almacenado en el espacio producido por la deformación de las paredes del tubo, empieza a expandirse por efecto de la subpresión producida por el frente de onda y fluye hacia el depósito con una velocidad  $V_0$  idéntica a la original pero en dirección opuesta. Esto alivia las presiones nuevamente a los valores de la carga hidrostática  $H_0$  con la misma rapidez con que se desplaza el frente de onda ahora en dirección a la válvula, facilitando el retorno de las paredes del conducto a su estado original (fig. 4).

En el instante  $t = \frac{2L}{a}$  en que el frente de onda llega a la válvula, el

tubo se encuentra nuevamente bajo la carga de presión hidrostática  $H_0$  y el líquido se mueve con velocidad  $V_0$  hacia el depósito (fig. 5). Esta primera serie de eventos se llama fase directa o golpe directo.

El líquido continúa fluyendo hacia el depósito con la consecuente caída de la carga de presión por debajo de la hidrostática  $H_0$  y con una magnitud igual a la producida al iniciarse el fenómeno. Esto ocasiona una onda de presión, ahora de carácter negativo, que se transmite hacia el depósito con la misma rapidez que la positiva y que contrae las paredes del conducto anulando la velocidad del líquido en la zona aguas abajo del frente de onda (fig. 6).

En el instante  $t = \frac{3L}{a}$  en que el frente de onda negativa alcanza el

depósito, las presiones en la totalidad del conducto se encuentran por debajo de la hidrostática, el conducto se ha contraído a menos del diámetro inicial y el agua se ha expandido con densidad menor que la original (fig. 7) y con velocidad igual a cero.

Cuando se ha producido la reflexión de la onda en el depósito, el líquido trata de recuperar nuevamente el espacio ocupado por las paredes del tubo en su nuevo estado de deformación y fluye del depósito a la válvula con velocidad  $V_0$ . Esto alivia las presiones nuevamente al valor de  $H_0$  con la misma rapidez con que se desplaza el frente de onda en dirección a la válvula, retornando las paredes del conducto a su estado original (fig. 8).

En el instante  $t = \frac{4L}{a}$  en que el frente de onda llega a la válvula, el

tubo se encuentra con las mismas características antes de realizarse el cierre de la misma (fig. 9). A esta segunda serie de eventos se le llama fase inversa o contragolpe.

El fenómeno se repite nuevamente con la misma secuencia de eventos antes descrita y de no ser por la disipación de energía en la forma de calor producida por la fricción en el conducto, el ciclo observado continuaría por tiempo indefinido. Obsérvese que la duración de las fases directa o inversa es idéntica.

tica e igual al intervalo de tiempo  $T = \frac{2L}{a}$ . Este intervalo de tiempo se usa

en la literatura técnica indistintamente con los términos: "período del tubo", "tiempo crítico", "un intervalo de tiempo" o "tiempo de reflexión". En adelante se usará el último término.

Una secuencia de eventos similar se observaría al cerrar la válvula A del sistema de bombeo mostrada en la figura 10, contra el flujo proporcionado por la bomba con velocidad de rotación constante. La primera onda de presión generada viaja de la válvula A hacia la bomba.

Si en el sistema hidráulico mostrado en la fig. 1 se abre la válvula B, se observa una serie de eventos semejantes pero con una secuencia distinta; es decir, primero se genera una onda de presión negativa que se transmite hacia el depósito y que trata de ajustar las condiciones al nuevo régimen, para continuar con una onda de presión positiva.

Con el cierre de la válvula B del sistema hidráulico mostrado en la fig. 10 se observa una serie de disturbios que se inician con la formación de una onda de presión que viaja de la válvula al depósito y produce la serie de disturbios que se inician con la formación de una onda de presión que viaja de la válvula al depósito y produce la serie de perturbaciones ilustradas en las figs. 6 a 9. De este modo, se invierte el orden de los eventos con respecto a los ocurridos al cerrar la válvula del sistema hidráulico de la fig. 1 ya que el fenómeno se inicia con la fase inversa para continuar con la fase directa.

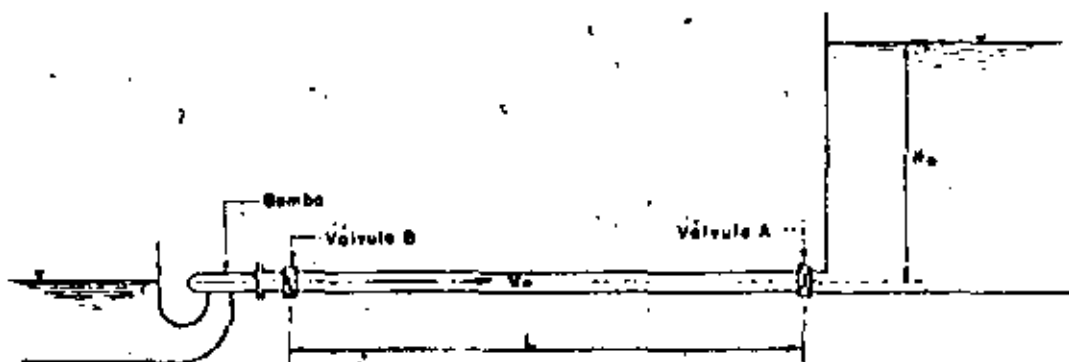


Fig. 10, Sistema de bombeo.

## 2. GOLPE DE ARIETE EN LAS LINEAS DE DESCARGA DE ESTACIONES DE BOMBEO.

### 2.1 Descripción del problema

Generalidades. El golpe de ariete en las estaciones de bombeo puede presentarse al ocurrir diversas condiciones de operación capaces de producir cambios sustanciales de la presión en los conductos de descarga. La interrupción brusca o gradual del flujo de líquido puede ocurrir por efecto de procesos rápidos de regulación o por la interrupción repentina de la energía eléctrica al motor y, eventualmente, aún por un desperfecto mecánico en la bomba o grupo de bombas que integran el sistema. La fig. 2.1 muestra las fluctuaciones, en el tiempo, de la presión, gasto y velocidad de rotación en una instalación de bombeo, producida por la falla de potencia en los motores de las bombas.

Una de las condiciones críticas más frecuentes es la interrupción repentina de la alimentación de energía eléctrica o el paro brusco de cualquier otro motor que proporcione la potencia a la bomba. Cuando esto sucede, la única energía que permite girar a la bomba en su sentido original de rotación es la energía cinética de los elementos rotatorios del conjunto bomba-motor y del agua contenida en la bomba. Puesto que esta energía es muy pequeña en comparación con la requerida para mantener el flujo contra la altura de descarga, la velocidad angular de la bomba decrece rápidamente, con lo cual el gasto en la tubería también decrece, generándose ondas de presión que, --partiendo de la bomba, viajan por la tubería hasta la salida, en donde se reflejan.

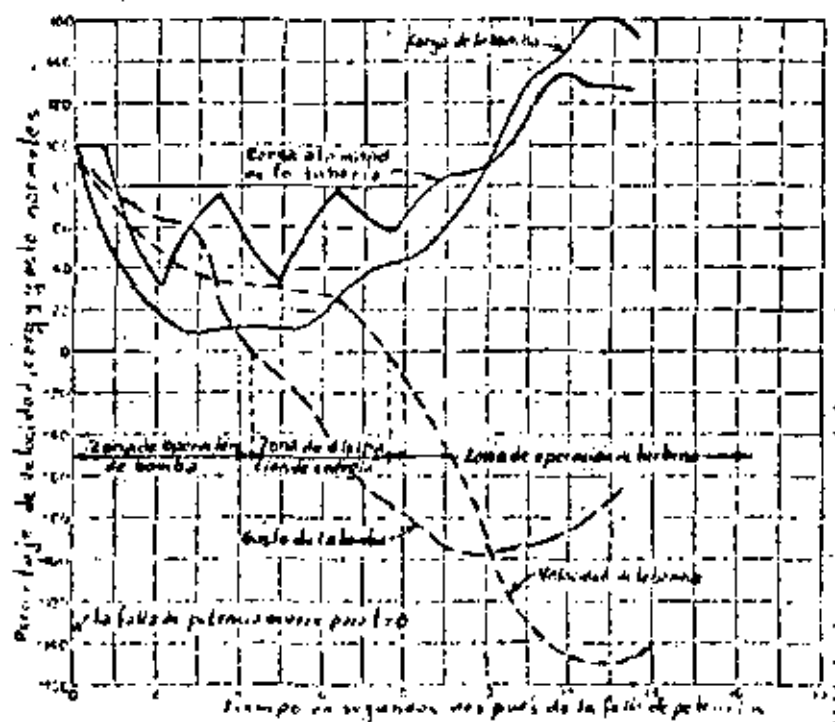


Fig. 2.1 Condiciones transitorias que siguen a la falla de potencia en una bomba

La disminución de la velocidad angular de la bomba llega hasta un límite en que ya no puede seguir alimentando el líquido contra la carga existente de modo que, de no tenerse una válvula de control en la bomba, el flujo a través de ella cambia de sentido aunque ésta todavía gire en el sentido original, iniciándose con ella la llamada "zona de disipación de energía". A partir de este instante, la velocidad de la bomba cae más rápidamente y pasa a través de la velocidad cero, terminando con ella la zona de disipación de energía e iniciándose la "zona de operación de turbina". A medida que la velocidad de rotación de la bomba se aproxima a la de desbloqueo, el flujo invertido a través de ella se reduce rápidamente y produce un nuevo incremento de presión en la bomba y a lo largo de la tubería.

La magnitud de las oscilaciones de presión engendradas en el curso de este proceso dependen de la inercia del motor y de la bomba, pues en el caso de que ésta sea muy pequeña o despreciable, se puede considerar la anulación instantánea del gasto, incrementando considerablemente la magnitud de las oscilaciones de presión.

Otras condiciones de operación, que también pueden producir golpe de ariete en las líneas de descarga de las estaciones de bombeo, son por ejemplo: el cambio en la carga de bombeo, la operación de válvulas de control y el arranque y parada de las bombas.

Para la determinación de las condiciones hidráulicas transitorias a que están sujetas la bomba y la tubería de descarga - después de ocurrir la falla en la potencia del motor de la bomba - es necesario considerar tres efectos importantes que son:

- a) El fenómeno del golpe de ariete en la tubería de descarga
- b) La inercia del conjunto bomba-motor
- c) Las características carga-gasto y parmotor para diferentes velocidades de operación

Los efectos del golpe de ariete se obtienen de las ecuaciones correspondientes. Estas definen las relaciones entre la carga y el gasto en la tubería durante las condiciones de flujo transitorio bajo la acción de las ondas de golpe de ariete, cuya celeridad se puede calcular de la fórmula general indicada en el apéndice. El efecto de la inercia de la bomba y el motor se obtiene de la ecuación de inercia, la cual define la relación entre la velocidad de rotación de la bomba y parmotor en un instante dado, en términos de la energía cinética del sistema rotatorio. Las características de la bomba se obtienen de un diagrama completo de características, el cual define la manera en que el parmotor y velocidad varían con la carga y gasto a través del rango de operación como bomba, de disipación de energía y como turbina.

## 2.2 Golpe de ariete en la tubería de descarga.

En la fig. 2.2 se muestra un sistema depósito-tubería a presión-bomba, en el cual se considera que el origen de coordenadas en la tubería se encuentra en la sección B a la entrada de la misma.

De acuerdo con el fenómeno descrito y al ocurrir cualquiera de las -- condiciones de operación, se producen ondas de presión que parten desde la bomba y avanzan hacia el otro extremo del tubo con celeridad "a", cuya magnitud se determina a partir de la fórmula general. En este caso, la dirección de la velocidad del flujo permanente coincide con la dirección de la celeridad de la onda inicial y la ecuación de Allievi aplicable es:

$$\frac{H_i}{H_0} + \frac{H_{i-1}}{H_0} - 2 = \frac{a V_0}{g H_0} \left( \frac{V_i}{V_0} - \frac{V_{i-1}}{V_0} \right) \quad (2.1)$$

que permite determinar la carga de presión  $H_i$  en el punto B de la tubería y en el instante  $i$ , en función de la carga en el mismo punto en el instante  $i - 1$  y de las velocidades en el tubo  $V_i$  y  $V_{i-1}$  y las condiciones en el instante cero en que se inicia el fenómeno. Los valores de la velocidad  $V_i = Q_i/A$  dependen de la ley con que se modifique el gasto en la tubería con el tiempo.

Los instantes  $i$  en esta ecuación resultan de utilizar el intervalo de tiempo  $T = 2L/a$  como unidad de medida del tiempo  $t$ ; esto es:

$$i = \frac{t_i}{T} ; t_i = iT ; i - 1 = \frac{t_i}{T} - 1$$

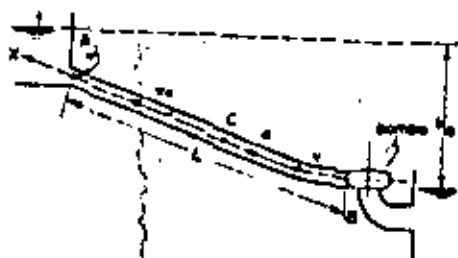


Fig. 2.2. Golpe de ariete en la tubería de descarga de una bomba.



### 2.3 Ecuación de inercia del conjunto bomba-motor.

Cuando ocurre la interrupción brusca de potencia en la bomba, ésta sigue -- efectuando trabajo en detrimento de su impulso, con una velocidad angular --  $\omega$  que disminuye gradualmente. Su desaceleración, en cualquier instante, -- depende del efecto volante de las partes rotatorias del conjunto bomba-motor y la potencia instantánea ejercida por el impulsor de la bomba. Para un sistema rotatorio el par motor de aceleración es igual al producto del momento de inercia ( $i = WR^2/g$ ) de la masa del sistema rotatorio y la aceleración angular. Después de una falla en la potencia del motor de la bomba, el par motor de desaceleración en el sistema rotatorio corresponde al par motor de la -- bomba. Si el par motor de desaceleración se considera positivo, éste vale:

$$T = - i \frac{d\omega}{dt} = - \frac{WR^2}{g} \frac{d\omega}{dt}$$

donde  $W$  es el peso de las partes rotatorias del conjunto bomba-motor y  $R$  -- el radio de giro de las mismas.

Para un intervalo de tiempo pequeño:  $\Delta t = t_i - t_{i-1}$ , esta ecuación se -- escribe de manera aproximada como sigue:

$$\frac{T_i + T_{i-1}}{2} = - \frac{WR^2}{g} \frac{(\omega_i - \omega_{i-1})}{\Delta t}$$

o bien, si  $n$  representa la velocidad angular de rotación en rpm y  $\omega = 2\pi n/60$  -- (en rad/seg), la ecuación anterior se escribe también:

$$\frac{T_i + T_{i-1}}{2} = \frac{2\pi}{60} \frac{WR^2}{g} \frac{n_{i-1} - n_i}{\Delta t}$$

Siendo  $n_0$  la velocidad angular de la bomba y  $T_0$  el par motor de la misma, -- ambas para las condiciones normales de operación (antes de la falla de potencia), se llamará por  $\alpha$  y  $\beta$  a las relaciones:  $\alpha = n/n_0$ ,  $\beta = T/T_0$ .

La ecuación anterior resulta:

$$\alpha_{i-1} - \alpha_i = \frac{15}{\pi} \frac{g}{WR^2} \frac{T_0}{n_0} (\beta_i + \beta_{i-1}) \Delta t \quad (2.2)$$

El par motor desacelerante correspondiente a la carga y velocidad de operación -- de la bomba vale:

$$T_0 = \frac{60}{\pi} \frac{Q_0 H_0}{n_0 \eta_0} \quad (2.3)$$

donde  $\eta_0$  representa la eficiencia nominal de la bomba.

La ec (2.2) resulta entonces:

$$\alpha_{i-1} - \alpha_i = \frac{15}{\pi} \frac{g}{WR^2} \frac{1}{n_o} \frac{60 \delta Q_o H_o}{2 \pi n_o \eta_o} (\beta_i + \beta_{i-1}) \Delta t$$

o bien, simplificando:

$$\alpha_{i-1} - \alpha_i = \frac{450 g \delta H_o Q_o}{\pi^2 WR^2 \eta_o n_o^2} (\beta_i + \beta_{i-1}) \Delta t$$

haciendo que la constante K sea:

$$K = \frac{450 g \delta H_o Q_o}{\pi^2 WR^2 \eta_o n_o^2} = \frac{447 261}{WR^2 \eta_o n_o^2} H_o Q_o \quad (2.4)$$

resulta finalmente

$$\alpha_{i-1} - \alpha_i = K (\beta_i + \beta_{i-1}) \Delta t \quad (2.5)$$

la ec (2.5) permite calcular la velocidad angular de la bomba en el instante  $i$ , si se conocen las correspondientes velocidad y parmotor en el instante anterior ( $i-1$ ) y el parmotor en el propio instante. Con el fin de evitar una solución por tanteos y facilitar el cálculo, se puede suponer que el promedio de  $\beta$  de los dos instantes sea igual al correspondiente al instante anterior; esto es:

$$\beta_{i-1} \approx \frac{\beta_{i-1} + \beta_i}{2}$$

quedando finalmente la ec (2.5) como sigue:

$$\alpha_{i-1} - \alpha_i = 2 K \Delta t \beta_{i-1} \quad (2.6)$$

para utilizar el método de cálculo del golpe de ariete producido por una interrupción brusca de energía se resolverá después un problema.

## 2.4 Curvas características de la bomba

Estas curvas deben ser proporcionadas por los fabricantes; para la velocidad de operación normal, tienen la forma típica mostrada en la fig. 2.3 y son: la curva carga-gasto, potencia-gasto y eficiencia-gasto, para la velocidad de operación normal de la bomba. En el caso de la curva carga-gasto, ésta también se puede presentar con coordenadas de tipo adimensional, si las correspondientes a cada punto de la curva en la fig. 2.3 se dividen: las abscisas entre  $Q_o$  y las ordenadas entre  $H_o$ ; donde  $Q_o$  y  $H_o$  corresponden al gasto y carga nominales respectivamente y con las cuales opera normalmente la bomba (fig. 2.4 curva para  $\alpha = 1$ ); éstas corresponden usualmente a la condición de máxima eficiencia.

De esta manera, las curvas para  $\alpha = 1$  y  $\beta = 1$  pasan por el punto

$\frac{Q}{Q_0} = \frac{H}{H_0} = 1$ . Otros valores de  $\beta$  sobre la curva  $\alpha = 1$  se determinan mediante el cálculo de  $\frac{Q}{Q_0}$  y  $\frac{H}{H_0}$  a partir de la curva de potencia de la

fig. 2.3.

Para la solución, es necesario además tener las curvas características para velocidades de operación  $\alpha$  menores que la normal y además las curvas  $\beta$  de relaciones de parmotor, contra los distintos pares de valores de  $Q/Q_0$  y  $H/H_0$ . Estas curvas se pueden obtener a partir de las curvas características de la bomba para la velocidad de operación normal (fig. 2.4), utilizando las leyes de similitud de las máquinas hidráulicas, como sigue:

Para una bomba dada con velocidad de rotación  $n$ , se satisfacen las siguientes condiciones.

$$\frac{Q}{Q_0} = k_1 \left( \frac{n}{n_0} \right)$$

$$\frac{H}{H_0} = k_2 \left( \frac{n}{n_0} \right)^2$$

$$\frac{T}{T_0} = k_3 \left( \frac{n}{n_0} \right)^2$$

Para usar estas relaciones, sobre el diagrama  $\frac{Q}{Q_0}$ ,  $\frac{H}{H_0}$  se traza una parábola

del tipo  $\frac{H}{H_0} = K \left( \frac{Q}{Q_0} \right)^2$  por un punto conocido, tal como se muestra

en la fig. 2.5 en  $\alpha = 1$ ,  $\beta = 0.8$ . La distancia vertical  $H/H_0 = 1.1$  en este punto, se divide en ocho partes iguales y los puntos correspondientes a  $\beta = 0.7$ , 0.6, etc. se localizan sobre la parábola con ordenadas de valor  $H/H_0 = \frac{7}{8}(1.10)$ ,

$\frac{6}{8}(1.10)$ , etc. De manera similar, los puntos correspondientes a  $\alpha = 0.9$  y 0.8 se localizan sobre la misma parábola para valores  $\frac{H}{H_0} = 1.10(0.9)^2$  y  $1.10(0.8)^2$ .

De esta manera, se dibuja una curva que una los puntos correspondientes a cada valor de  $\alpha$  y  $\beta$ , sobre diferentes parábolas trazadas. La fig. 2.6 muestra las familias de curvas de parmotor y velocidad de rotación que se obtienen de esta manera y que representan el funcionamiento de la bomba para la zona de operación normal de bomba. Cuando ocurre la fallo de potencia en el motor de la bomba, estas características son adecuadas para determinar las presiones transitorias mínimas en todos los puntos de la línea de descarga y para determinar la posibilidad de separación

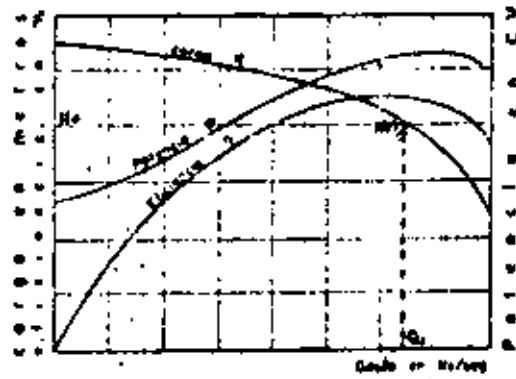


Fig. 2.5 Curvas características de una bomba.

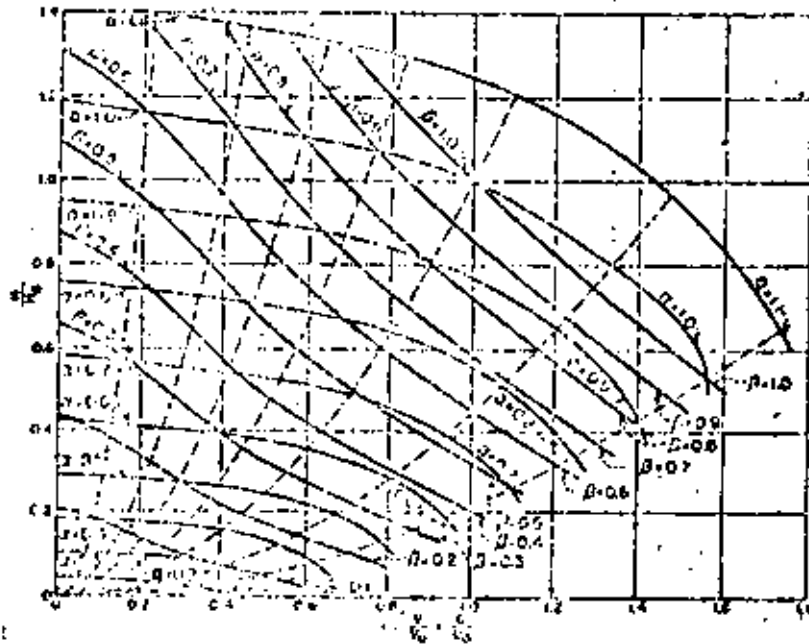


Fig. 2.4 Diagrama de características para la región de operación normal de bomba.

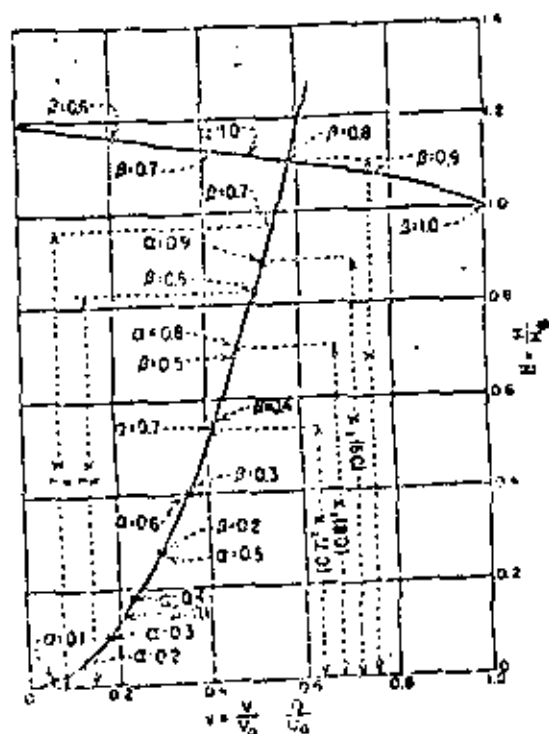


Fig. 2.5. Procedimiento para obtener las curvas características  $Q-H$  de una bomba para velocidades de operación distintas de la normal.

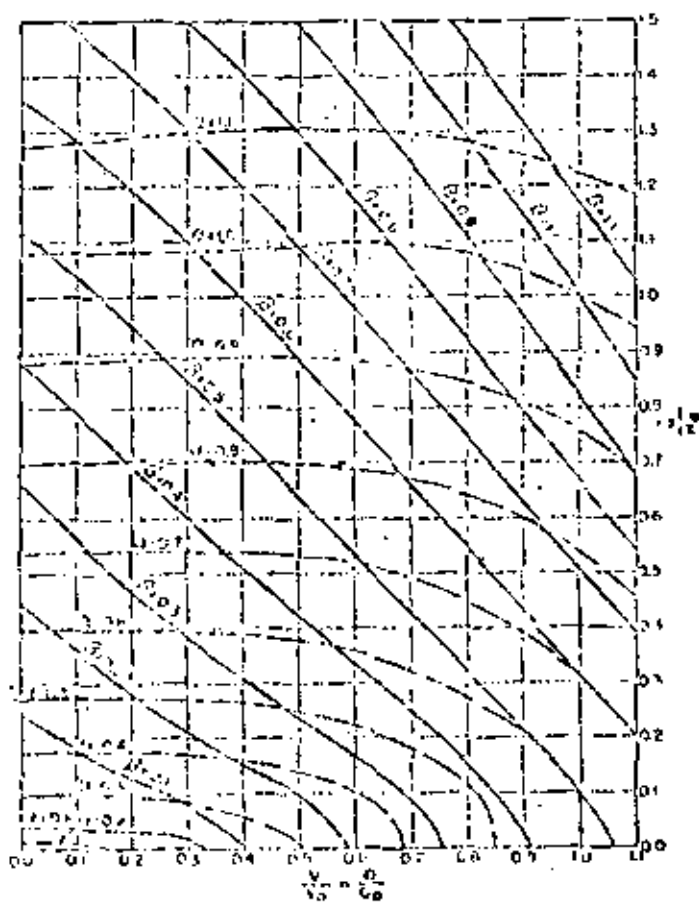


Fig. 2.6.a Diagrama de características de la bomba para la zona de operación normal

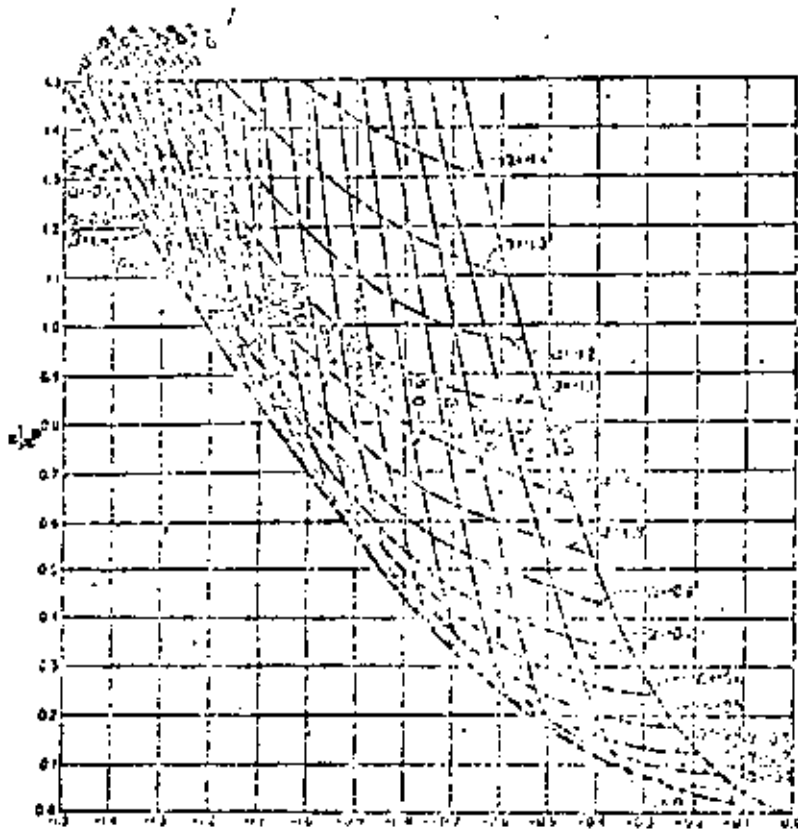


Fig. 2.6.a Diagrama de características de la bomba para la zona de operación de turbina.

$$Q_0 = 0.956 \text{ m}^3/\text{seg} \text{ (para las 3 bombas)}$$

potencia proporcionada a la flecha

de la bomba = 400 HP por cada bomba y motor

WR<sup>2</sup> de las partes rotatorias = 16.256 kg m<sup>2</sup>

por cada bomba y motor

Veloc. de la bomba  $n_0 = 1760$  rpm.

Eficiencia de la bomba  $\eta_0 = 84.7$  por ciento

$$\frac{L}{a} = 1.397 \text{ seg.}$$

Solución. La característica de la tubería vale

$$\epsilon = \frac{a V_0}{2g H_0} = \frac{860 \times 1.772}{2 \times 9.8 \times 67.10} = 1.155$$

y la inercia de las partes rotatorias es:

$$WR^2 = 3 \times 16.256 = 48.768 \text{ kg m}^2$$

La constante K de la ec (2.5) dada por la ec (2.4) vale:

$$K = \frac{450 \times 9.8 \times 1000 \times 67.10 \times 0.956}{\pi^2 \times 48.768 \times 0.847 \times 1760^2} = 0.224$$

El tiempo de recorrido es:

$$T = \frac{2L}{a} = 2.794 \text{ seg}$$

y para un intervalo de tiempo

$$\Delta t = \frac{T}{8} = \frac{L}{4a} = 0.349 \text{ seg}$$

o bien:  $i - (i-1) = 0.349/2.794 = 0.125$

La ec (2.4) resulta ser :

$$\alpha_{i-1} - \alpha_i = 2 \times 0.224 \times 0.349 \beta_{i-1} = 0.1564 \beta_{i-1}$$

La solución gráfica simultánea de las ecuaciones del golpe de arrete y de las ecuaciones de inercia sobre el diagrama de características de la bomba se presenta en la fig 2.8. Las características completas de la bomba usadas en esta solución son las mostradas en la fig 2.6. El punto de partida en la solución correspondiente a  $A_0$  se localiza sobre la curva  $n_0$  para las coordenadas  $Q/Q_0 = H/H_0 = 1$  y representa las condiciones normales de operación. --

El punto  $B_{0.125}$  se localiza sobre una recta de pendiente  $2 \epsilon = + 2.31$ , apoyada en  $B_0$  de la siguiente manera: inicialmente se estima la localización de  $B_{0.125}$  y los valores de  $\alpha_{0.125}$  y  $\beta_{0.125}$  se leen de las curvas características de la bomba. Este valor de  $\beta_{0.125}$  se usa en la ecuación anterior para calcular  $\alpha_{0.125}$ . Si el valor calculado de  $\alpha_{0.125}$  no concuerda con el valor --  $\alpha_{0.125}$  sobre las curvas, el punto para  $B_{0.125}$  se corre sobre la recta de pendiente  $+ 2 \epsilon$  hasta que concuerda dicho valor de  $\alpha_{0.125}$ . Este punto particular se encuentra localizado a un valor de  $\beta = 0.760$  y  $\alpha = 0.863$ . Otros puntos para  $B_{0.25}$ ,  $B_{0.375}$ , etc., se determinan de manera similar. Los valores para varios de estos puntos se muestran en la tabla siguiente y la solución del golpe de ariete se completa como se muestra en la fig 2.8, de la cual se le -- leen los siguientes valores límites:

Decremento máximo de carga en la bomba (B) =  $0.92 H_0 = 61.73 \text{ m}$

Decremento máximo de carga a la mitad del tubo =  $0.69 H_0 = 16.30 \text{ m}$

Incremento máximo de carga en la bomba (B) =  $0.61 H_0 = 40.93 \text{ m}$

Incremento máximo de carga a la mitad del tubo =  $0.35 H_0 = 23.45 \text{ m}$

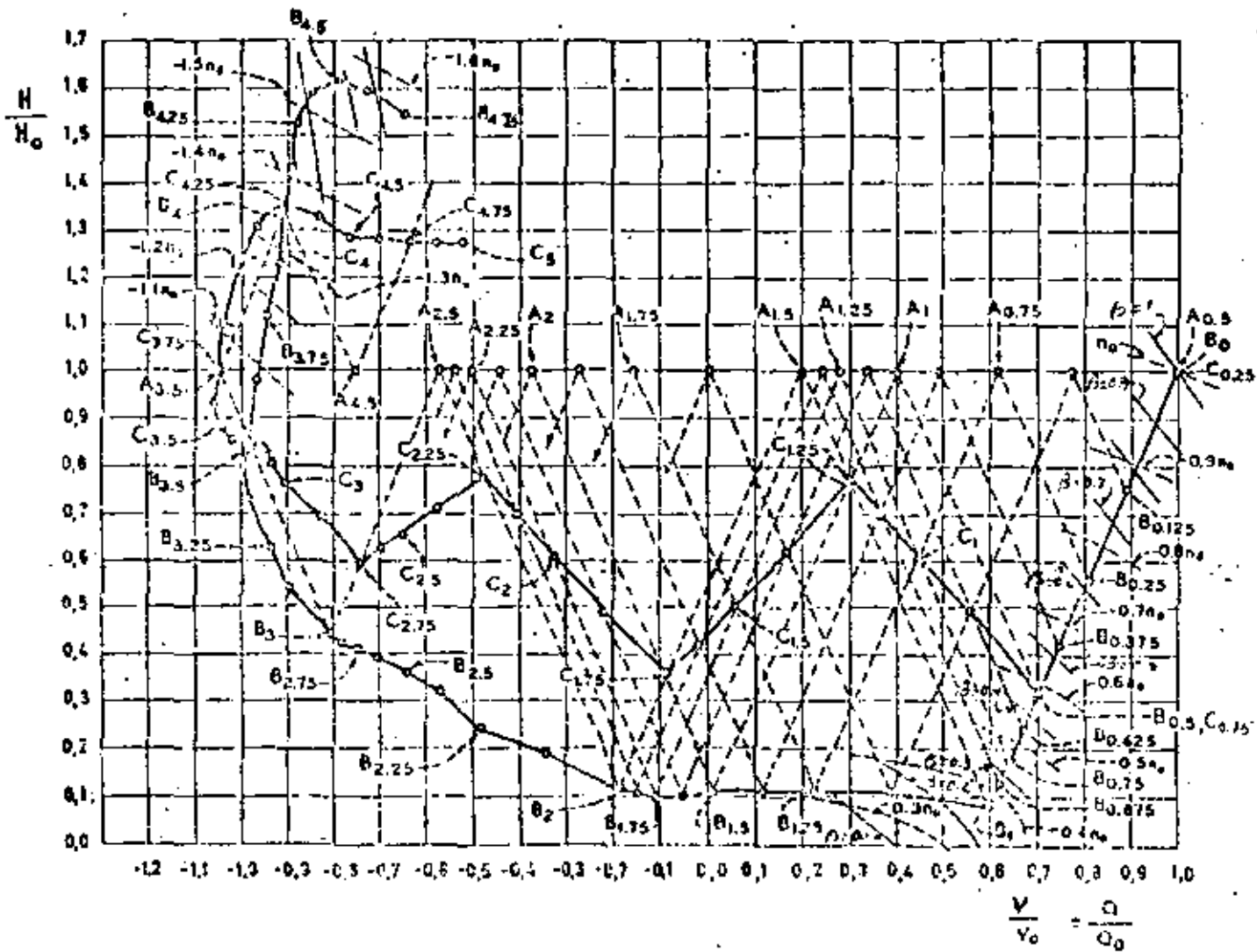
Relaciones de velocidad de la bomba y parmotor

Punto	$\beta$	$\alpha$	$\alpha_i - \alpha_{i-1}$ (de la ec. 2.5)	$\alpha_i - \alpha_{i-1}$
$A_0$	1.000	1.000	0	0
$A_{0.125}$	0.760	0.863	0.137	0.138
$A_{0.25}$	0.610	0.755	0.108	0.107
$A_{0.375}$	0.520	0.668	0.087	0.088
$A_{0.5}$	0.440	0.592	0.076	0.075
$A_{0.625}$	0.380	0.528	0.064	0.064
$A_{0.75}$	0.325	0.472	0.056	0.055
$A_{0.875}$	0.285	0.425	0.047	0.047
$A_1$	0.250	0.383	0.042	0.042
$A_{1.125}$	0.170	0.350	0.033	0.033

En la fig 2.8 se esquematiza la solución gráfica antes indicada. La fig 2.9 presenta la curva de cargas de presión (en m) contra tiempo y de gasto-tiempo para los puntos B, junto a la bomba y C, a la mitad de la tubería.



Fig. 2. B. Golpe de arrete en una bus bar por efecto de una interrupción brusca de energía en voltaje directo



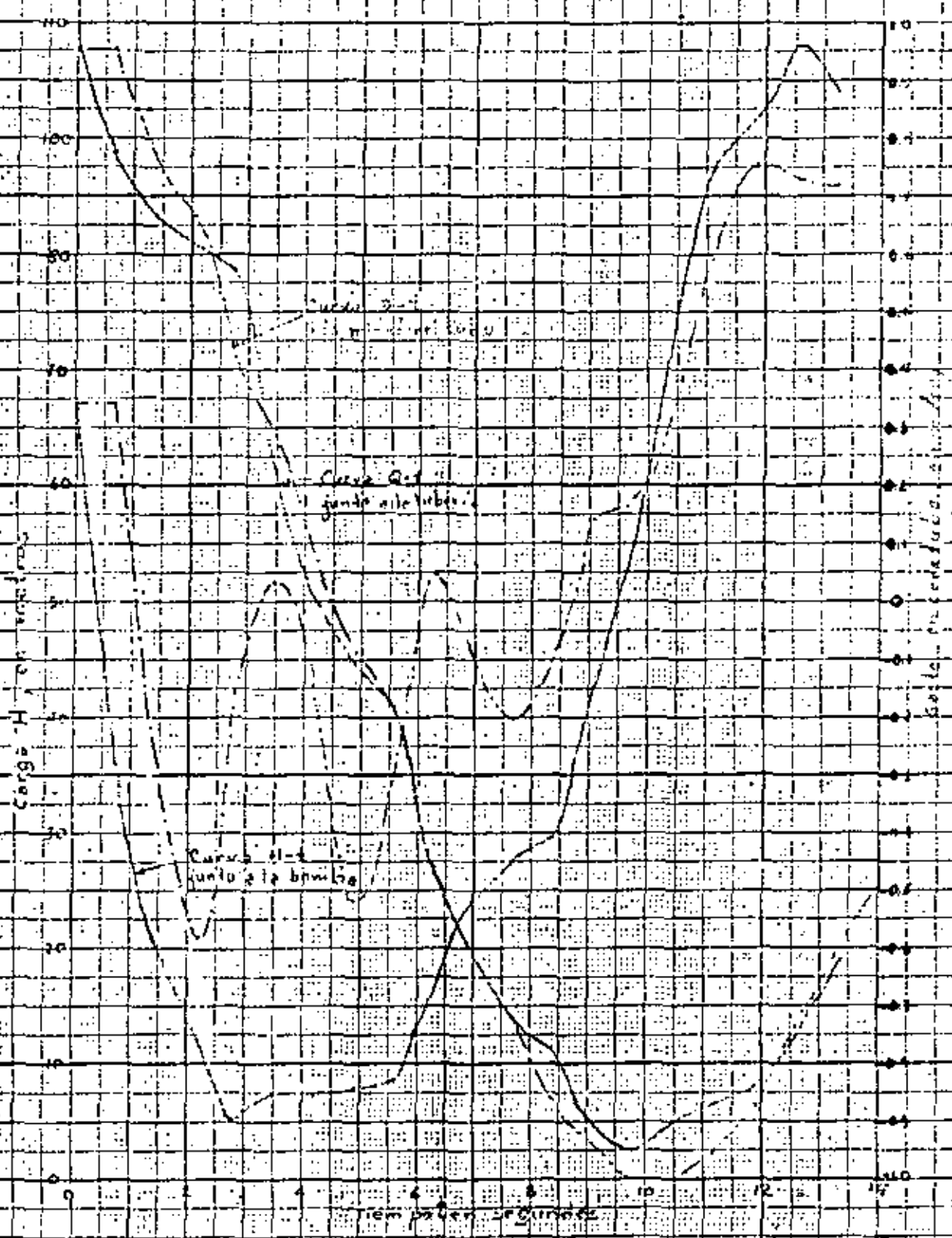
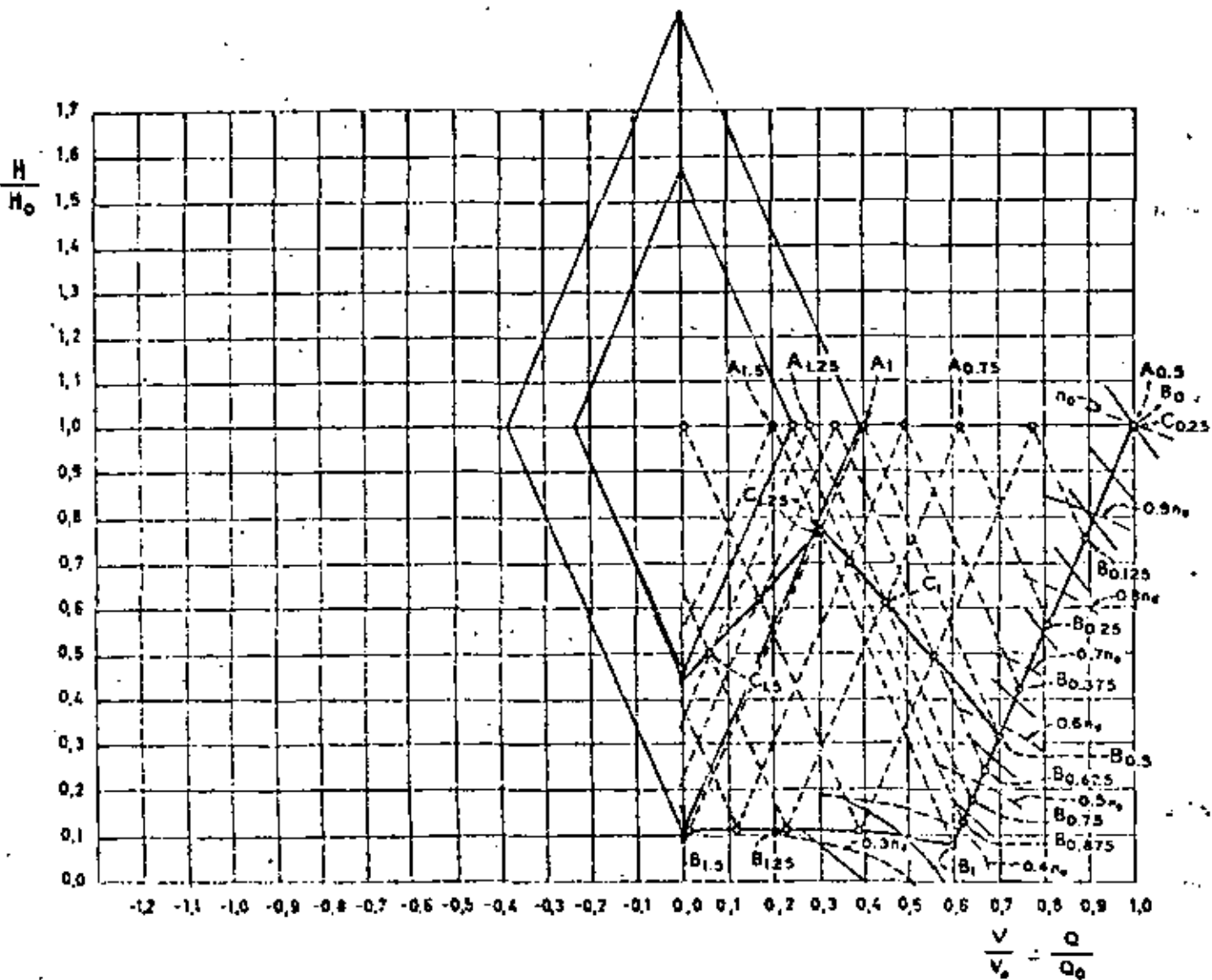


Fig. 2.  $f(C)$  (calpa de arite en una bomba por efecto de una intersección brusca de energía con valores de  $h_k$ ).



### Ejemplo 2.2

Considere la planta de bombeo del ejemplo anterior con los mismos datos, pero con la diferencia de que existe válvula check en la tubería.

Solución. La diferencia respecto de la solución del ejemplo anterior consiste en que al llegar a tener un gasto igual a cero en la tubería, a partir de ese instante se cierra la válvula check y el fenómeno entra en el movimiento pendular.

La figura 2.10 presenta la solución antes indicada y para ello conviene aclarar que ésta solución será válida siempre que la válvula check cierre en el instante en que se invierte el flujo en el tubo. Esto no siempre es posible debido a la inercia que normalmente tiene la válvula check.

### 2.5 Golpe de ariete sin incluir el efecto de inercia de la bomba, con válvula check en la tubería.

En el caso de que la inercia del conjunto bomba-motor sea de importancia secundaria, la solución gráfica del golpe de ariete con válvula check en la tubería se simplifica todavía más a la forma mostrada en la fig. 2.11.

En este caso, la recta del golpe de ariete que parte de  $B_0$  en la fig. 2.11, interseca antes al eje vertical  $H$  que a la curva  $\Delta Q$ , lo cual significa que el tiempo  $\tau$  necesario para que la válvula check se cierre y deje de influir la inercia de la bomba, es menor que el período  $T$ . Dicho punto de intersección corresponde al punto  $B_1$  que señala el instante en que la dirección del escurrimiento se invierte, se cierra la válvula check y la presión vuelve a incrementarse a lo largo de las rectas de pendiente negativa y positiva, con lo cual se determina la presión máxima  $H_2$ . Dependiendo fundamentalmente de la inclinación de la recta  $B_0 - B_1$ , ésta puede intersectar el eje de los gastos antes que el eje de las cargas (fig. 2.12). Esto significa que la presión empezará a descender por debajo de la atmosférica, permaneciendo abierta la válvula check y el flujo persistiendo a través de la bomba. Al final del primer intervalo  $T$  solo una parte  $\Delta Q$  del gasto original ha disminuido y el flujo continúa con un gasto  $Q_1$  en la misma dirección y también la válvula check abierta.

La construcción del resto del diagrama se presenta en la fig. 2.12. Observe que se obtendrá un incremento de presión mayor si la bomba opera un gasto original  $Q_0$  más bajo, ocurriendo el máximo si el punto  $B_1$  coincide con el original. En este caso, el problema de presiones inferiores a la atmosférica puede llegar a ser muy grande y producir el colapso de la tubería.

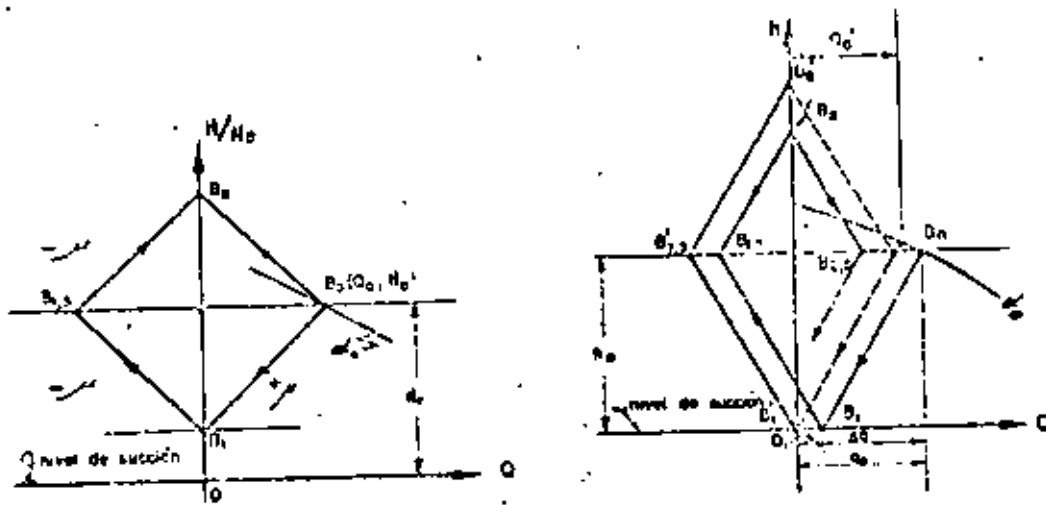


Fig. 2.11 y 2.12 Golpe de agua en una bomba con cámara de retención, sin incluir el efecto de inercia del rotor.

2.6 Cierre de una válvula contra la carga de bombeo.

Pueden presentarse dos casos: Uno para el cual la válvula se encuentra colocada en la vecindad de la bomba, del lado de la descarga, y otro en el que la válvula se encuentra en la vecindad del depósito, al final de la tubería.

Se empezará con el primer caso, para el cual se supone una válvula como en la fig. 2.13. Dicha válvula trabajará, en cualquier instante, con la carga  $H$  contra la que puede suministrar el gasto  $Q$ , para la velocidad normal de operación y que se obtiene de la curva característica de la bomba.

De este modo, en un instante cualquiera se tendrá que:

$$V_i = C_d i A_i \sqrt{2g (H_i - h_i)}$$

o bien :

$$\frac{V_i}{V_o} = \frac{C_d i A_i}{C_d o A_o} \sqrt{\frac{H_i - h_i}{H_o}}$$

y finalmente

$$\frac{V_i}{V_o} = \zeta_i \sqrt{\frac{H_i - h_i}{H_o}} \tag{2.7}$$

donde  $\zeta_i$  representa el factor de cierre de la válvula.

Conociendo la ley de cierre se pueden trazar las curvas restantes de la ec. (2.7) y aplicar el método gráfico como se indica en la fig. 2.14.

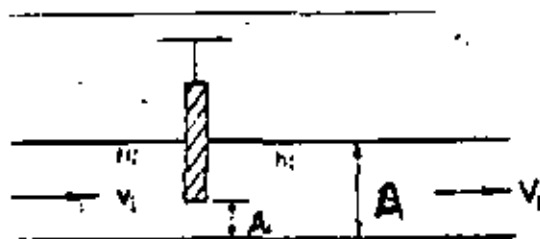


Fig. 2.13 Válvula de control en la tubería.

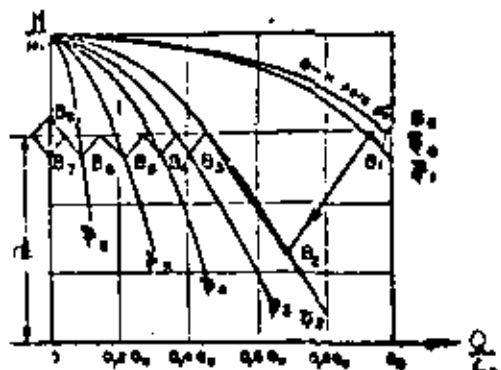


Fig. 2.14. Golpe de ariete por efecto del cierre de una válvula a la entrada de la tubería de descarga de una bomba.

En el caso de que la válvula se encuentre en el extremo aguas abajo de la tubería, las curvas son de forma parabólica. Considere, por ejemplo, que la válvula C es cerrada en un tiempo  $t_c = 3T$  contra la carga de bombeo, mientras la bomba sigue trabajando (fig. 2.15). Las características del sistema para el punto C con la válvula cerrada en los intervalos de tiempo  $T, 2T, 3T$ , son  $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ , respectivamente. Las características de las oscilaciones de presión  $A_{0.5}, C_1, A_{1.5}, C_2, A_{2.5}, C_3$ , se dibuja de la manera usual, presentándose la máxima presión en  $C_3$ .

En un instante se cierra la válvula de control en A y se inicia el movimiento pendular. Si la válvula en C en un tiempo  $t_c \leq T$ , las características de las oscilaciones serán  $A_{0.5}, C_1, A_{1.5}, C_2$ , que se muestran con líneas de puntos.

### 2.7 Arranque de una bomba.

Los efectos del golpe de ariete debidos al arranque normal de una bomba, generalmente son despreciables. Sin embargo, estos efectos pueden ser disminuidos usando válvulas de control apropiadas o equipo especial de arranque, asegurándose que todo el aire de las líneas de descarga sea removido. Si hay una válvula de control sobre el lado de la descarga, la bomba se arranca hasta que alcance la velocidad normal de operación, todavía con la válvula

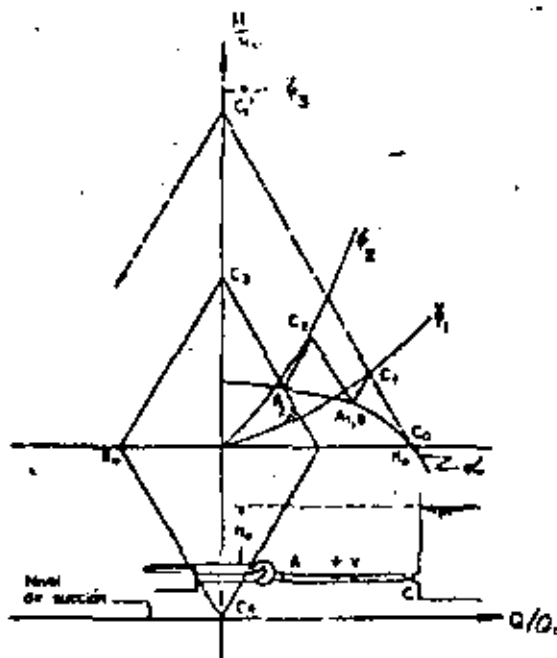


Fig. 2.15. Golpe de ariete por efecto del cierre de una válvula a la salida de la tubería de descarga de una bomba.

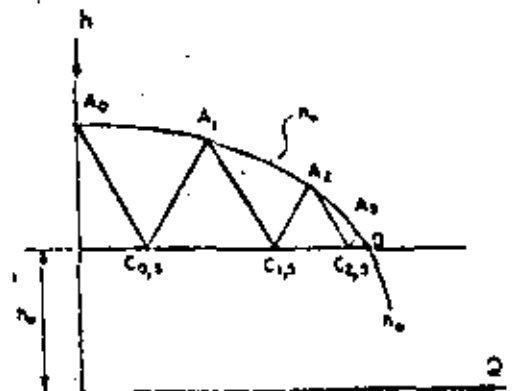


Fig 2.16. Arranque de una bomba.

cerrada, y posteriormente se abre. Si la apertura es gradual, los efectos del golpe de ariete resultan despreciables; por el contrario, si ésta es brusca -- (como en el caso de una válvula de retroceso), es decir, con  $t \ll T$ , ocurre una sobrepresión si las bombas arrancan bruscamente. Este efecto se muestra en la fig. 2.16.

## 2.8 Golpe de ariete en la tubería de succión.

En todos los ejemplos anteriores se ha concentrado la atención al golpe de ariete exclusivamente en la tubería de descarga. Sin embargo, cualquier cambio de gasto en la tubería de descarga se presenta también en la tubería de succión y consecuentemente golpe de ariete en esta tubería y en la carcasa de la bomba, que mecánicamente son las partes más vulnerables de toda la instalación. Por otra parte, dada la longitud generalmente corta de la tubería de succión, los efectos del golpe de ariete resultan despreciables y es poco frecuente que ocurra una falla en ellos.

En aquellos casos en que la longitud de la tubería de succión sea grande, se pueden hacer los mismos estudios del golpe de ariete de una tubería de descarga cualquiera, cuyas condiciones de frontera son fijadas por las características del sistema, las cuales son comunes a la tubería de descarga de la bomba.

Evidentemente, si el objeto del estudio es la determinación del máximo incremento de presión, no hay necesidad de dibujar un diagrama del golpe de ariete para la tubería de succión. Este máximo será igual al que se presente en la tubería de descarga, reducido tan sólo por la pérdida de carga a través de la carcasa de la bomba, en el caso de que no se haya previsto una válvula check.

## 2.9 Solución del golpe de ariete por medio de gráficas, en el caso de interrupción brusca de energía y que no exista válvula check.

### Gráficas de Parmakian

Con el fin de determinar en forma aproximada las depresiones y sobrepresiones máximas que ocurren en una bomba, en el caso de falla de potencia y de no tener válvula de control, Parmakian preparó una serie de gráficas que se reproducen en las figuras 2.17 a, b, c, d, e, f, g, h. Estas gráficas representan el resultado de un gran número de soluciones del golpe de ariete para una serie de bombas y proporcionan un método conveniente para obtener las condiciones límites transitorias en la bomba y en el centro de la tubería.



Aunque dichas gráficas son teóricamente aplicables a un tipo particular de bombas (operando con su carga estática antes de fallar la potencia), son útiles para obtener los efectos aproximados del golpe de ariete en cualquier línea de descarga en un sistema de bombeo. La elaboración de estas gráficas fué posible debido a que en el fenómeno del golpe de ariete intervienen sólo 3 parámetros adimensionales.

El incremento de presión por encima de la carga normal y la caída de presión por debajo de la misma están dadas en por ciento de la carga normal en términos de dos parámetros  $2\epsilon$  y  $K$  adimensionales, que son:

$$2\epsilon = \frac{a V_0}{g H_0} \quad (2.8)$$

en que  $V_0$  es la velocidad original de la tubería y  $H_0$  la carga estática de bombeo,

$$K = \frac{450 g \gamma H_0 Q_0}{\pi^2 W R^2 \eta_0 n_0^2} \quad (2.9)$$

en que  $WR^2$  es el momento de inercia del conjunto bomba-motor expresado en  $\text{kgm} \cdot \text{seg}^2$ ,  $n_0$  la velocidad angular normal de la bomba en rpm y

$$T = \frac{2L}{a} \text{ en seg.}$$

Conviene recordar que en los anteriores resultados no se ha incluido el efecto de fricción en la tubería y que las oscilaciones de presión, calculadas para puntos distintos del de la bomba, corresponden al caso de una tubería de eje horizontal. Para obtener el valor correcto de la carga de presión en cada instante, deberá restarse la diferencia de niveles entre la bomba y el punto en cuestión.

#### Gráficas de Kinno y Kennedy.

Estas gráficas son más completas que las de Parmakian; toman en cuenta cuatro parámetros adimensionales y la velocidad específica de la bomba, para definir el comportamiento transitorio de un sistema de bombas centrífugas, incluyendo además la fricción en la tubería y la eficiencia de la bomba. Estas gráficas son aplicables a bombas con velocidades específicas menores que 2700 (rpm, gpm, ft) y no se pueden extrapolar a sistemas en que haya cierre de válvulas durante el fenómeno transitorio, ni a sistemas que tengan dispositivos de control de golpe de ariete, con excepción de grandes tanques de oscilación.

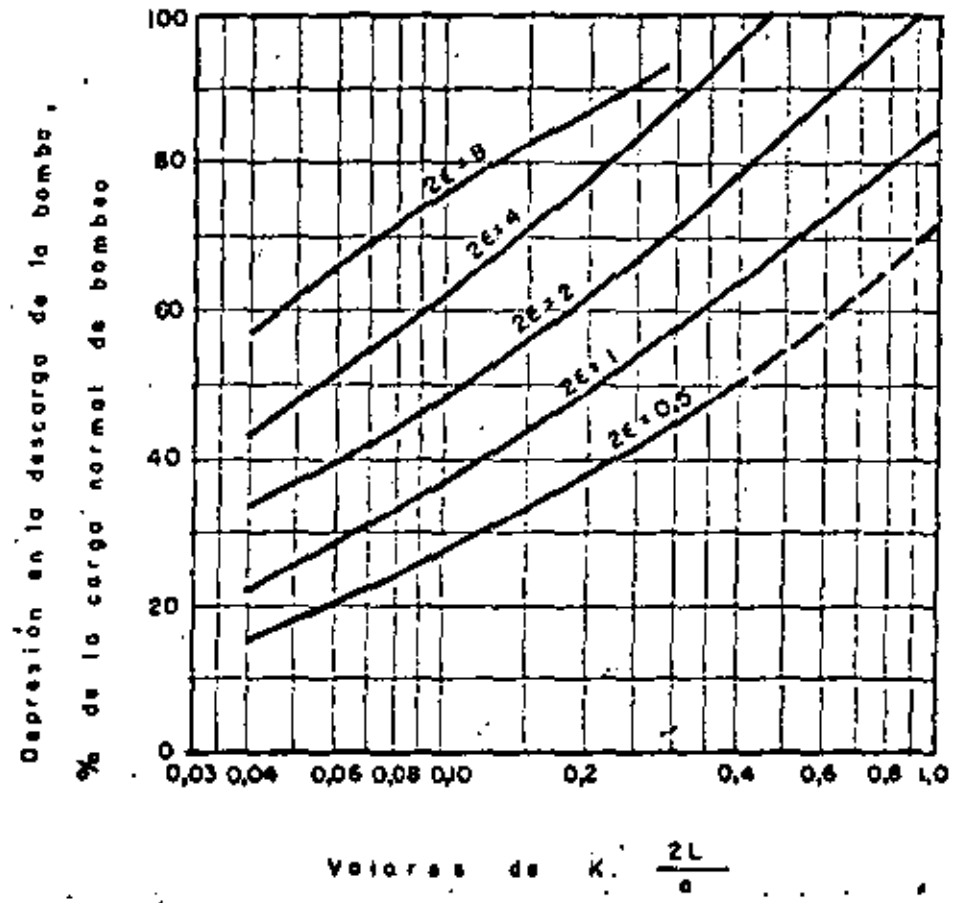
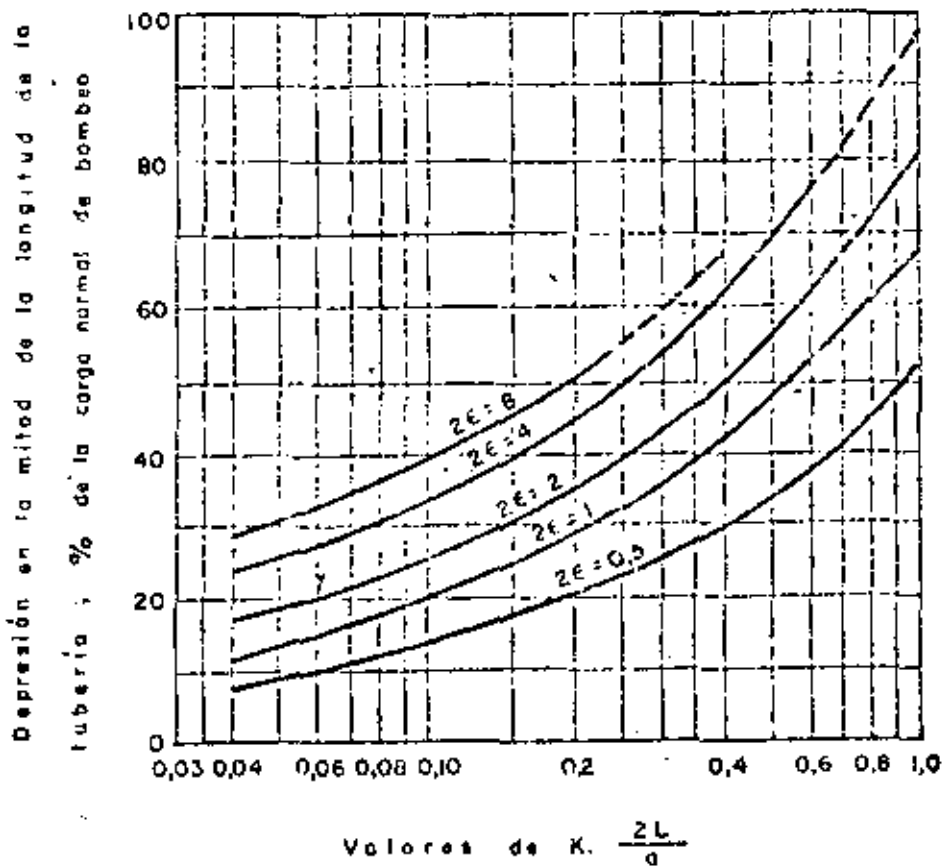


Fig. 2.17a. Depresión en la descarga de la bomba.



(b)

Fig. 2.175. Depresión en la mitad de la longitud de la tubería.

Sobrepresión en la descarga de la bomba,  
% de la carga normal de bombas

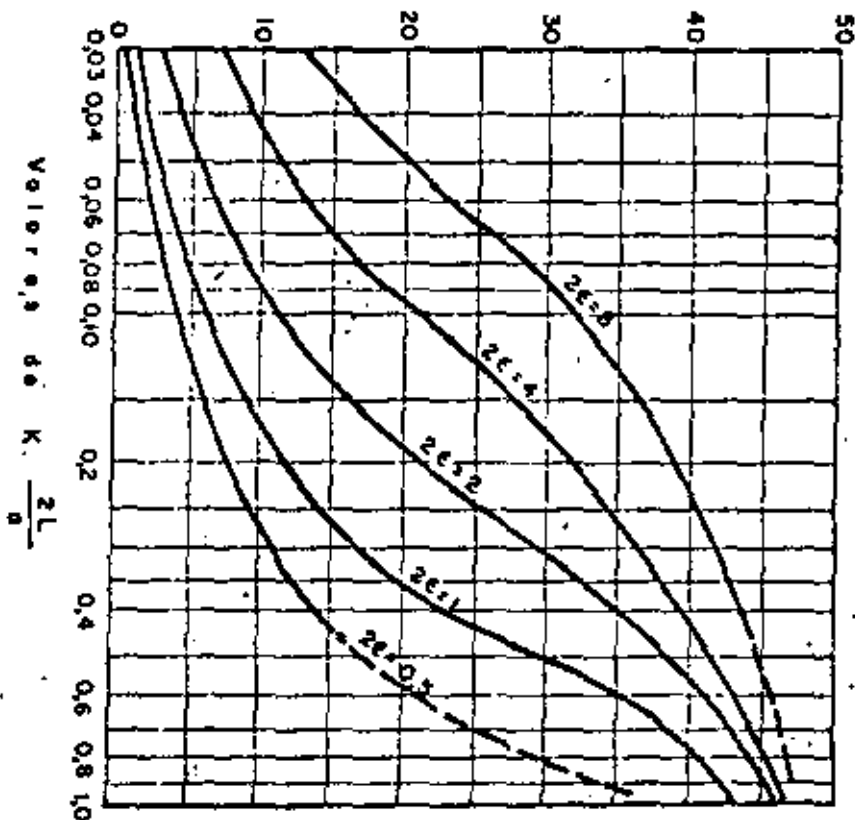


Fig. 2.17c. Sobrepresión en la descarga de la bomba.

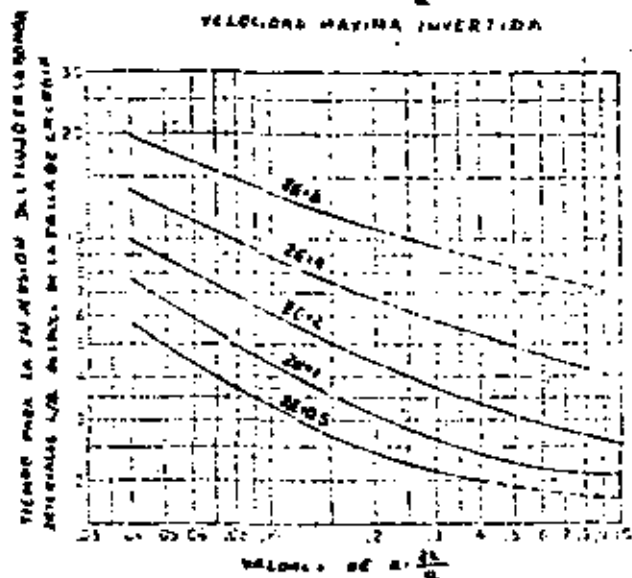
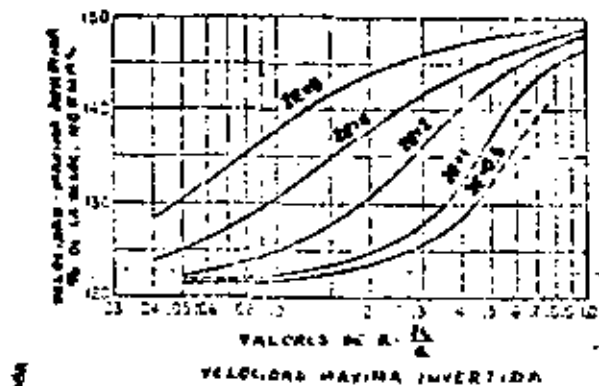
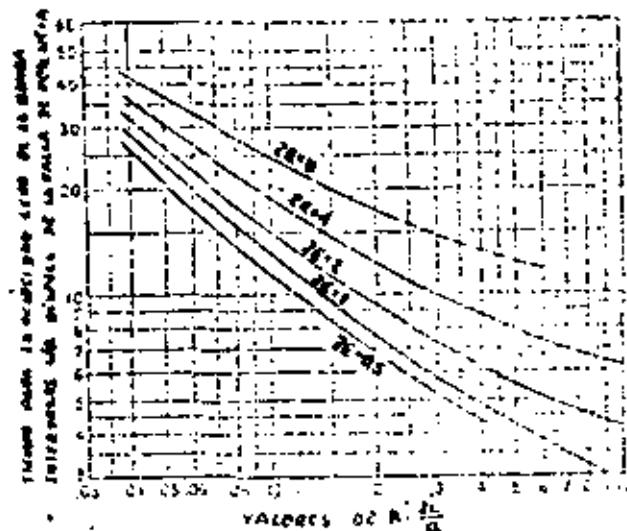
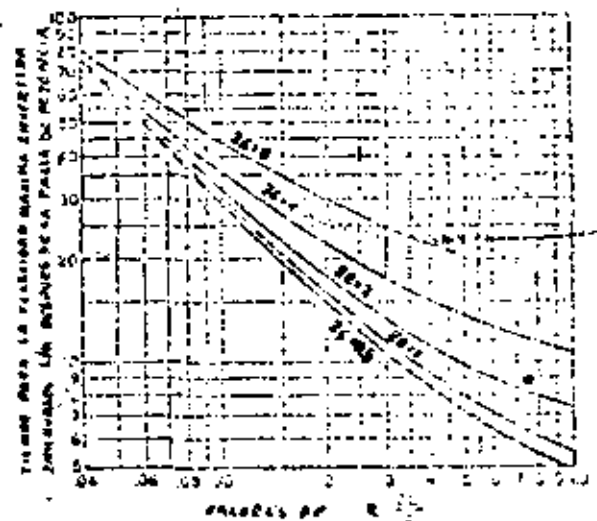


Fig. 2.17 a, l.

TIEMPO PARA LA INVERSIÓN DEL FLOJO EN LA BOMBA



TIEMPO PARA LA INVERSIÓN DEL FLOJO EN LA BOMBA



TIEMPO PARA LA INVERSIÓN DEL FLOJO EN LA BOMBA

Fig. 2.17 s, h

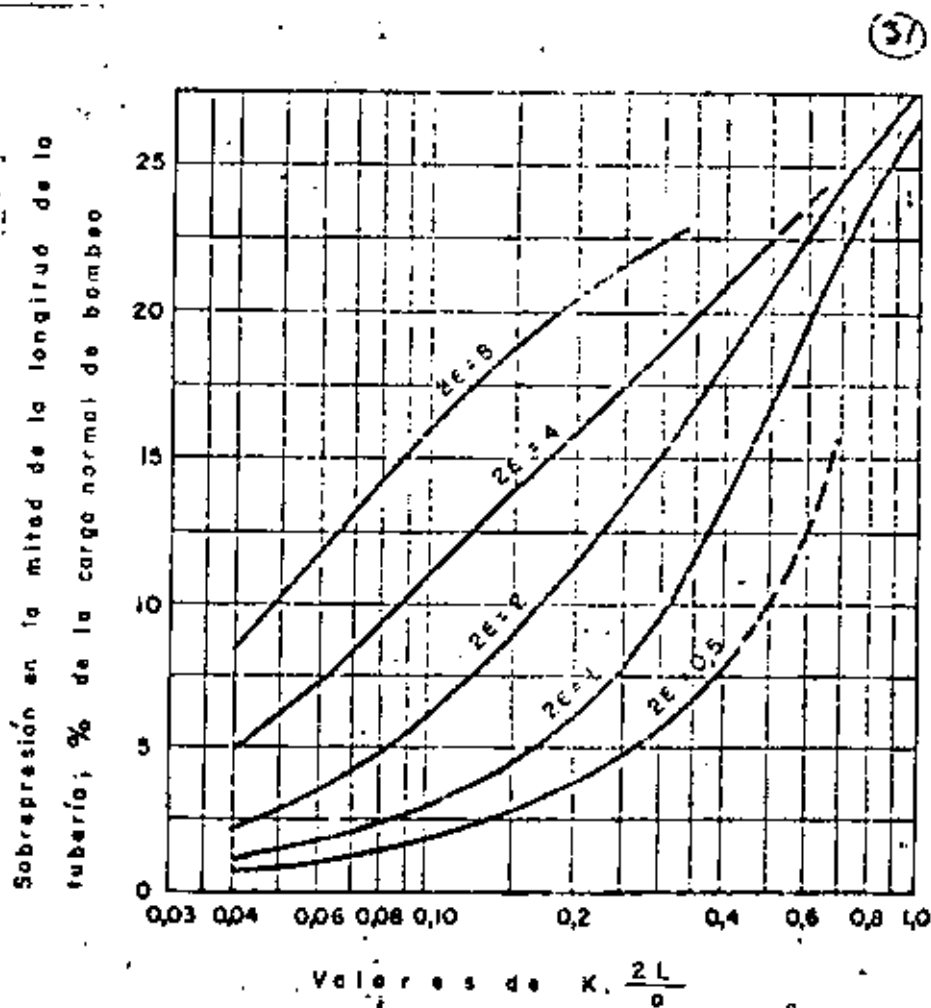


Fig. 2-17d. Sobrepresión en la mitad de la longitud de la tubería.

Los parámetros usados en este caso son :

- 1) La constante de la tubería  $\rho = \epsilon$  definida por la ec. (2.8)
- 2) La constante  $K_1 = 2K$ , donde  $K$  es la constante de la bomba definida por la ec. (2.9)
- 3) El tiempo  $T$  característico del sistema ;  $2L/a$  en que  $L$  es la longitud del tubo.
- 4) La relación  $h_f$  de la carga de fricción en la tubería  $H_f$  a la carga nominal de la bomba  $H_0$  (que es la suma de la carga estática de bombeo más la de fricción en el tubo  $H_f$ ).

$$h_f = \frac{H_f}{H_0}$$

- 5) Las características completas de la bomba. Se incluye la combinación de las constantes  $K_1$  y  $T$ , a través de la nueva constante

$$Z = \frac{1}{K_1 \frac{2L}{a}}$$

La fig 2.18 presenta la carga mínima después de la falla de potencia para el punto en la tubería cerca de la bomba y a la mitad de la tubería. Las líneas llenas de la fig 2.18a proporcionan la relación de la carga mínima en el lado de descarga de la bomba (medida a partir de la elevación de la superficie libre del agua en el pozo de succión) entre carga nominal de bombeo  $H_0$ . La abscisa es  $Z = 1/(K_1)(2L/a)$  y los parámetros son la constante del tubo  $\epsilon$  y la carga de fricción adimensional  $h_f = H_f/H_0$ . Las líneas discontinuas dan la carga mínima en el instante en que se invierte el flujo (cuando  $Q=0$ ).

Si una línea llena tiene un valor más pequeño de  $h_d$  que la línea de puntos para los mismos valores de  $\rho$ ,  $h_f$  y  $Z$ , la carga mínima en la bomba ocurre en el instante  $2L/a$  después de la falla de potencia. En la fig 2.18, la línea de punto y raya para  $\rho = 0.25$  indica que la carga mínima ocurre durante la inversión del flujo.

La fig 2.18b proporciona la relación  $h_m$  de la carga mínima  $H_m$  a la mitad de la longitud de la tubería entre la carga nominal; como antes, la carga se mide a partir de la elevación de la superficie libre del agua en el pozo de succión entre la carga nominal  $H_0$ . En este diagrama, las líneas discontinuas pertenecen a la familia de curvas  $\rho = 2$ .

Las figuras 2.19a y 2.19b proporcionan la carga mínima en la bomba y a la mitad de la tubería para el caso en que  $h_f = 0$ . El parámetro de las líneas indican el instante en que ocurre la presión mínima. Las líneas gruesas significan que la presión mínima ocurre para  $Q = 0$ ; las líneas delgadas indican que la presión mínima ocurre en el instante  $2L/a$  después de la falta de energía y las líneas discontinuas representan la presión mínima que ocurre durante el flujo invertido. Estas figuras son más convenientes de usar que las figuras 2.18, debido a que no existe interpolación entre valores muy separados de  $f$ .

Si  $h_f$  debe considerarse, la figura 2.19 se puede usar si las cargas mínimas  $H_d$  y  $H_m$  se toman como  $H_d = h_d H_s$ ;  $H_m = h_m H_s$ ; donde  $H_s = (1 - h_f) H_0$ . Estas aproximaciones se pueden considerar solamente si  $H_d \geq 0$ .

La fig. 2.20 permite determinar el tiempo  $t_0$  (como enteros múltiplos de  $2L/a$ ) a partir del instante de la falla de energía hasta aquel en que se invierte el flujo en la bomba. Este dato se requiere con frecuencia para programar el cierre de válvulas check.

Si la válvula no causa un incremento importante en la magnitud del descenso de presión, la apertura de la válvula, antes de la inversión del flujo, sería tal que la caída de presión a través de la válvula, en cualquier instante, sea despreciable en comparación con la carga total en la bomba en ese instante.

De los análisis realizados se ha observado que si  $h_f = H_f/H_0$ , es mayor que aproximadamente 0.18 a 0.2, la carga máxima en la bomba y a la mitad de la tubería no excede a la carga inicial de bombeo  $H_0$ , en el supuesto de que no exista cierre de válvulas.

Las gráficas proporcionan el aumento de presión  $h_r = H_r/H_0$  en la bomba, como se muestra en la fig. 2.21. En este caso, la eficiencia de la bomba tiene un efecto marcado sobre la magnitud del ascenso de presión, por lo cual se presentan dos figuras: la fig. 2.21a para  $\eta_0 = 0.8$  y la fig. 2.21b para  $\eta_0 = 0.9$ . En la fig. 2.21a, las líneas discontinuas representan extrapolaciones para los datos numéricos en la región en que  $h_r$  no es sensible a cambios de  $f$  y  $z$ , en la cual no fué posible localizar los contornos con precisión.



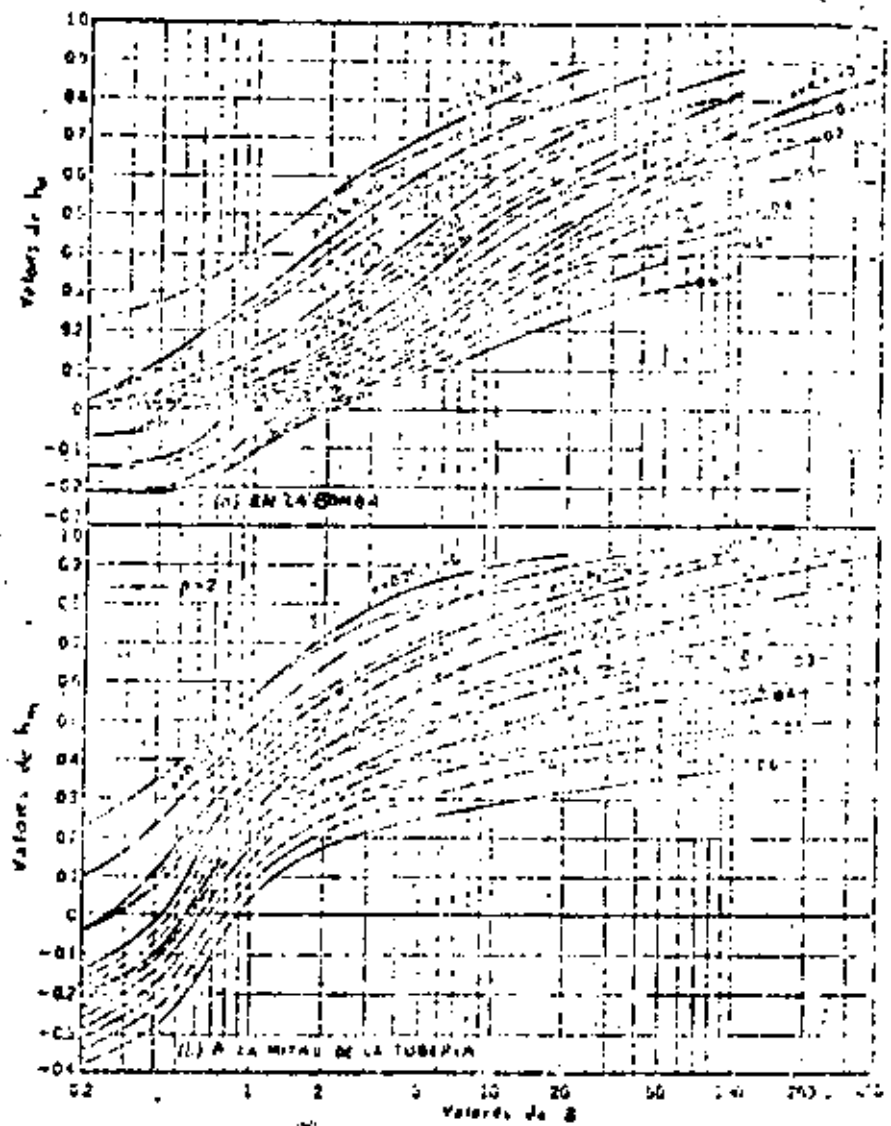


Fig. 2.18. Carga mínima después de la falla de energía.

May, 1965

HY 3

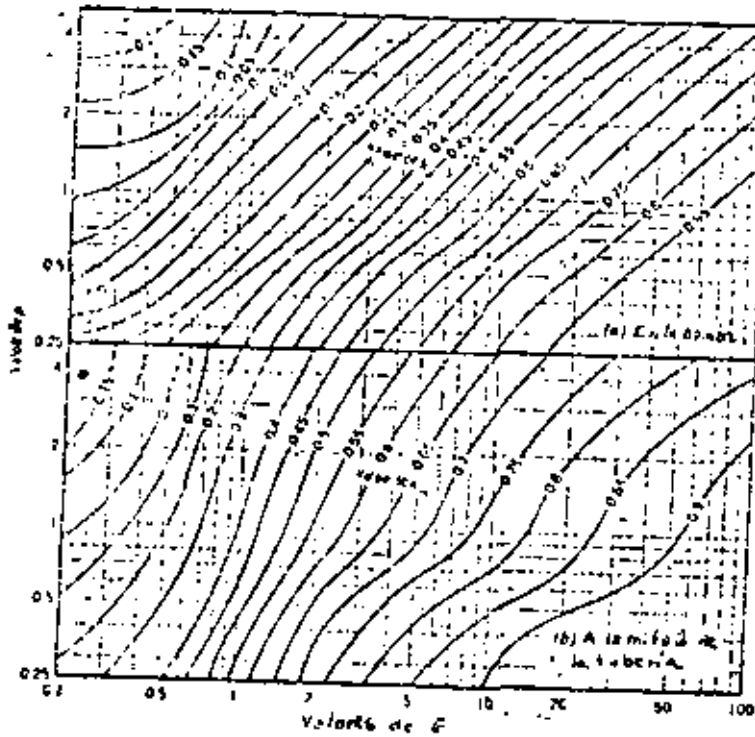


Fig. 2.19. Carga mínima después de la falla de energía para sistemas con pérdida de fricción despreciable.

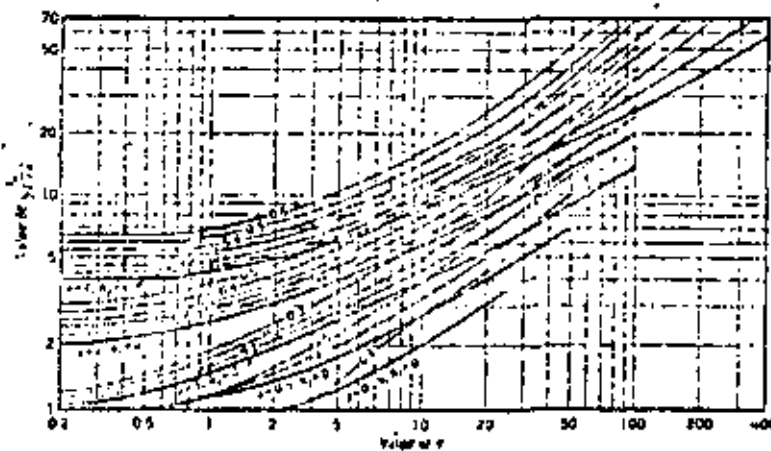


Fig. 2.20. Tiempo para la inversión del flujo en la bomba.

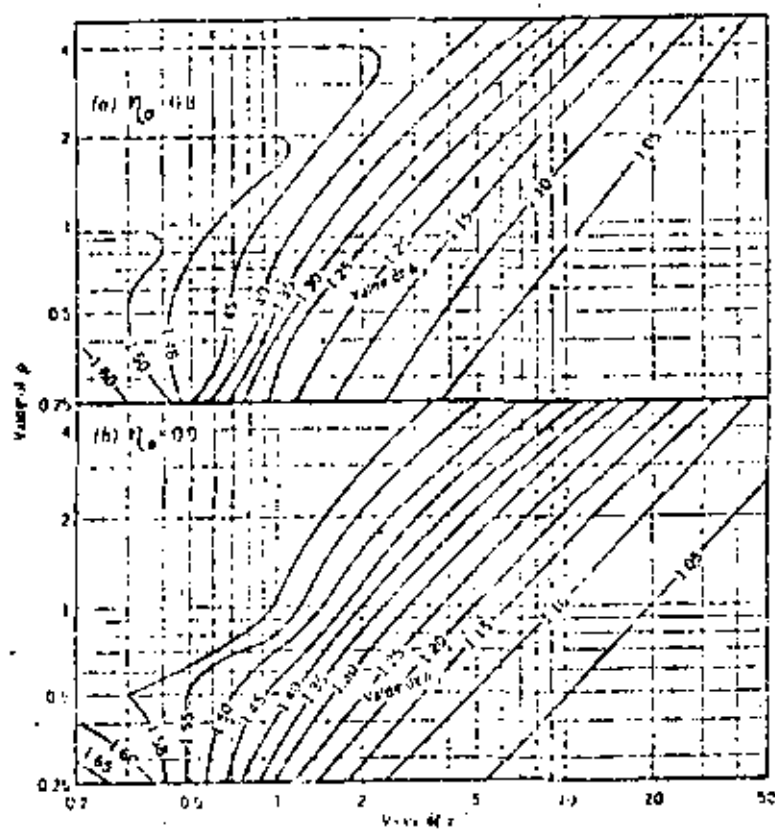


Fig. 2.21. Carga máxima en la bomba después de la talle de energía.

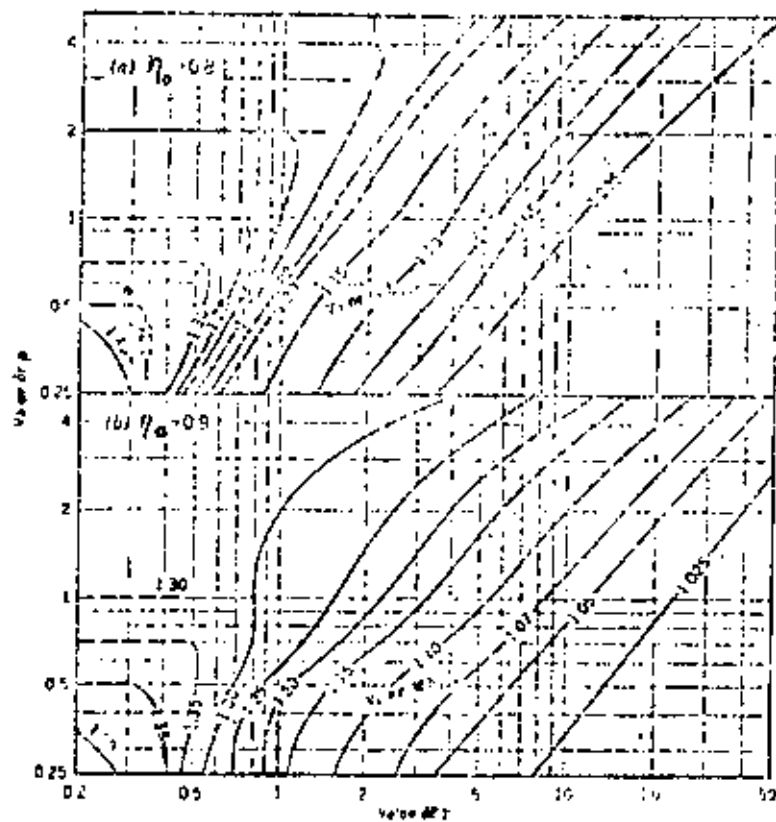


Fig. 2.22. Carga máxima a lo mitad de la tubería.



Fig. 2.23. Carga máxima en la bomba si se evita la rotación invertida en la bomba.

Las figuras 2.22a, 2.22b dan el ascenso de presión a la mitad de la tubería, con similares explicaciones de las dos figuras anteriores. Las cargas  $H_r$  y  $H_{mr}$  se refieren a la carga en el pozo de succión.

También se encontró que si  $hf < 0.2$ , la carga máxima en la bomba y a la mitad de la tubería, se pueden expresar a través de las ecuaciones siguientes respectivamente:

$$H_r = \left[ 1 + \frac{(0.2 - hf)(h_r - 1)}{0.2} \right] H_0$$

$$H_{mr} = \left[ 1 + \frac{(0.2 - hf)(h_{m0} - 1)}{0.2} \right] \left( H_0 - \frac{H_f}{2} \right)$$

Si se evita la rotación invertida de la bomba, la fig. 2.23 permite calcular la carga máxima  $H_r$  entre la carga estática de bombeo,  $H_s$ . En este caso, no existe incremento de presión por arriba de la carga estática, si  $hf \geq 0.1$ , aún para el caso  $\mu = 0.25$ .

## 2.10 Separación de la columna de agua.

Los cambios positivos y negativos de presión, obtenidos de las soluciones del golpe de ariete antes estudiadas, se pueden dibujar sobre el perfil de la línea de descarga, como se muestra en la fig. 2.24 con lo cual se determinan las presiones límites para las cuales deberá diseñarse la tubería. Puede ocurrir que la presión mínima, en algún punto a lo largo de la línea de descarga de la bomba, alcance la presión de vaporización del agua. En ese caso, la solución del golpe de ariete obtenida ya no es válida, pues si la condición de presión por debajo de la atmosférica dentro del tubo persiste por un período suficiente, las partículas líquidas de la columna se separan por la inclusión de vapor.

Esta separación de la columna ocurrirá sólo en aquellos instantes en que se presentan oscilaciones negativas de presión y deberá evitarse mediante el empleo de cámaras de aire, válvulas de alivio o momentos de inercia mayores en el conjunto bomba motor, ya que pueden crear altas presiones cuando el fenómeno se invierte.

2.11 Dispositivos de alivio del golpe de ariete.

Los efectos del golpe de ariete en las líneas de descarga de sistemas de bombeo sólo pueden disminuirse mediante una reducción gradual de la velocidad dentro del tubo, lo que puede lograrse por cualquiera de los medios siguientes :

- a) Mediante el diseño de sistemas de tuberías con velocidades originales bajas.
- b) Con válvulas controladas positivamente, que combinen las funciones de una válvula de control y una check.

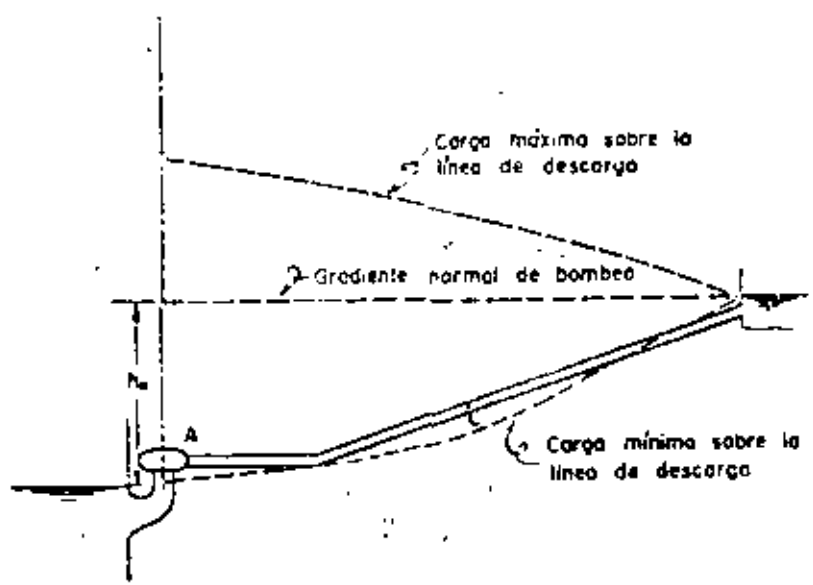


Fig. 2.24 Separación de la columna de agua en un sistema de bombeo.

- c) Con válvulas de alivio que, en el caso de que se manejen con un control positivo, se conocen con el nombre de supresores de oscilación.
- d) Por válvulas check especiales, o con una válvula de paso alrededor de estas, que pueda ser cerrada lentamente (manual o automáticamente) después que se haya cerrado la válvula check.
- e) Por el uso de dispositivos especiales como las cámaras de aire, acumuladores o tanques de oscilación. Estos últimos son generalmente los más caros y sólo se justifican en circunstancias especiales.
- f) Cuando la separación de la columna de agua dentro de la tubería es inevitable, es necesario instalar válvulas que permitan la entrada de aire al interior del tubo para amortiguar el choque en el momento en que ocurra el fenómeno.

## 2.12 Golpe de ariete con supresor de oscilación en la tubería.

Un supresor de oscilación típico consiste en una válvula operada por medio de piloto que abre después de la interrupción de energía, mediante la pérdida de energía a un solenoide, o por la reducción brusca de la presión en el supresor de oscilación, proporcionando de esta manera una válvula abierta para aliviar la inversión del flujo de agua en la tubería. La válvula se cierra posteriormente de manera lenta por la acción de

El supresor de oscilación se coloca aguas abajo de la válvula check y en la proximidad de la misma para controlar el aumento de presión.

El aumento de presión que podría ocurrir con válvulas check simples y sin separación de la columna de agua es aproximadamente igual a la caída de presión inicial en las bombas, con un máximo aproximadamente igual a la carga estática. Si no se utilizan válvulas check y si el flujo invertido se permitiera pasar a través de las bombas, la presión podría aumentar a un máximo de aproximadamente 50 por ciento de la carga de bombeo, dependiendo esto de la inercia de la columna de agua, la inercia rotacional de las unidades de bombeo y las características de la bomba.

Un supresor de oscilación puede reducir el aumento de presión a un valor por debajo de los máximos justamente dados. Los supresores de oscilación puede también ser usado ventajosamente en algunos casos donde ocurre la separación de la columna de agua.

El manejo del supresor de oscilación puede ser hidráulico, mecánico o eléctrico y un método de operación se ilustra en la fig. 2.25 con el diagrama del golpe de ariete con válvulas check y supresor de oscilación.

La curva característica del supresor de oscilación corresponde a la parábola V que tiene por ecuación

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{Q_s}{Q_0} \left( \frac{H}{H_0} \right)^{1/2}$$

donde  $Q_s$  es la capacidad del supresor de oscilación basada en la carga inicial.

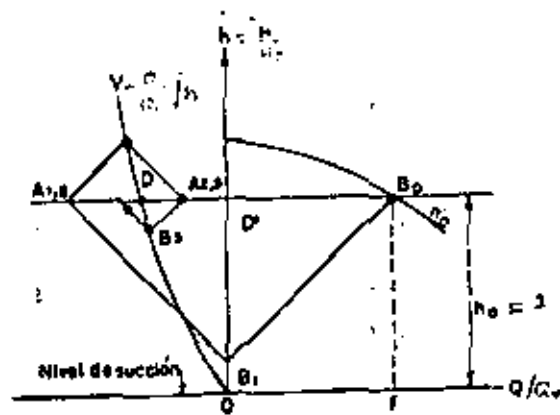


Fig. 2.25 Golpe de ariete con cálculo de altura en la tubería de descarga de una bomba.

El supresor se abre en un instante entre  $T$  y  $1.5T$ . La oscilación de presión de  $B_0$  a  $B_1$  se traza de la manera normal correspondiendo a la falla de energía con inercia despreciable en el sistema.

Los puntos  $B_2$  y  $B_3$  se determinan con las intersecciones de rectas de pendiente negativa y positiva apoyadas sobre la parábola  $V$ . De este modo, el incremento de presión es eliminado prácticamente y una vez que éste se ha amortiguado totalmente en el punto  $D$ , el supresor de oscilación se cierra lentamente de modo que el punto final del sistema se mueve de  $D$  a  $D'$ .

Los resultados de una serie de soluciones gráficas como la indicada en la fig. 2.25 se muestran en las figs. 2.26, 2.27, 2.28 y 2.29. Estas figuras indican las capacidades de flujo requeridas en el supresor de oscilación a fin de limitar el aumento máximo de carga en la estación de bombeo a cero, -- 10, 20 o 30 por ciento de la carga inicial.

Estas figuras fueron obtenidas sobre la base de que no ocurre separación de la columna. Esto significa que la presión no debe caer abajo de la presión de vaporización del agua en ninguna parte de la tubería.

**Ejemplo 2.3** Con el fin de ejemplificar el uso de estas gráficas, consideraremos los mismos datos del ejemplo 2.1.

Supongamos  $H_f = 0.1 \times 67.10 = 6.71$  m. y que no existe separación de la columna de agua tal como se mostró en el ejemplo 2.1.

Se desea determinar el tamaño del supresor de oscilación que limite el aumento de carga en la bomba a cero por ciento. De la figura 2.26  $Q_5/Q_0 = 0.43$ . De esta manera el supresor de oscilación debe tener una capacidad de flujo del 43 por ciento del gasto inicial de la estación de bombeo.



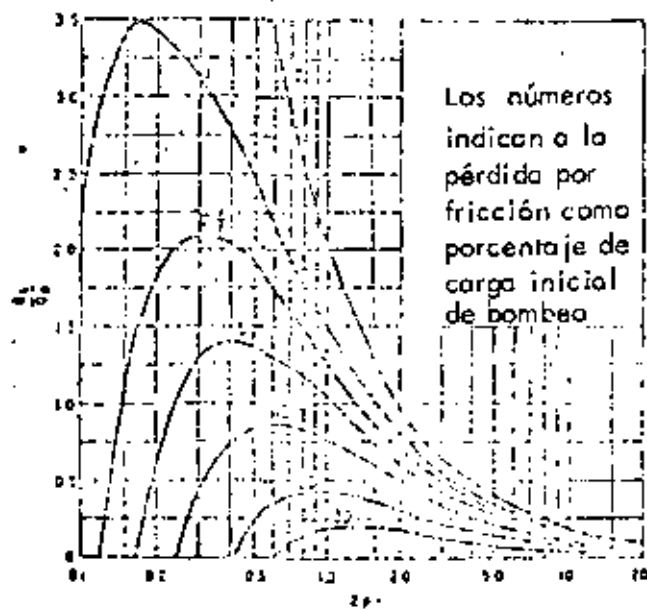


Fig. 2.26 Capacidad del supresor de oscilación para un aumento del cero por ciento de la carga en la estación de bombeo.

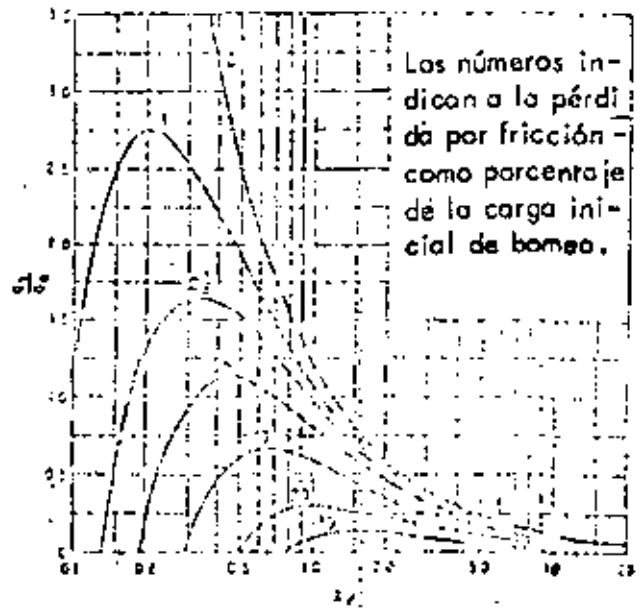


Fig. 2.27 Capacidad del supresor de oscilación para un aumento del 10 por ciento de la carga en la estación de bombeo.

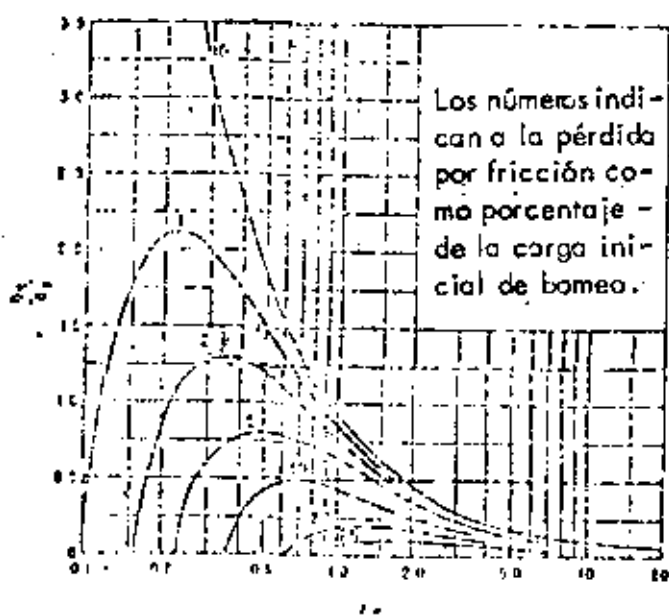


Fig. 2.28 Capacidad del supresor de oscilación para un aumento del 20 por ciento de la carga en la estación de bombeo.

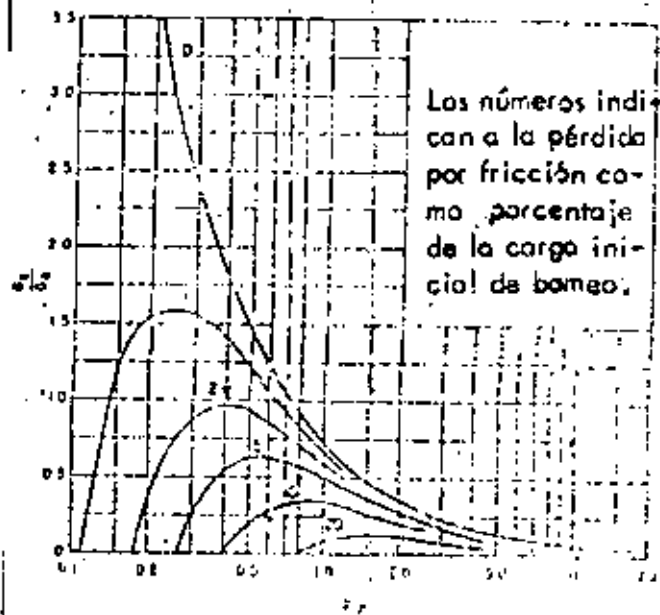


Fig. 2.29 Capacidad del supresor de oscilación para un aumento del 30 por ciento de la carga en la estación de bombeo.

se reducen los cambios de velocidad y los efectos del golpe de ariete en la línea de descarga.

Cuando la bomba funciona normalmente, el contenido de aire en la cámara se comprime bajo la presión de trabajo y almacena energía en forma análoga a lo que acontece con un resorte comprimido.

Cuando falta la energía, la presión disminuye y el aire comprimido se expande, presionando gradualmente el contenido de agua de la cámara, la cual fluye hacia el exterior y alimenta así a la tubería. Con esto, el escudrimiento en la tubería decrece paulatinamente y el ritmo de la caída de presión disminuye.

Una vez que la velocidad angular de la bomba disminuye hasta el punto en que ya no puede mantener el flujo contra la altura de descarga, la válvula de retención colocada del lado de la descarga se cierra, con lo cual el punto de la bomba es más lento y el flujo en la tubería de descarga y en la cámara se invierte en dirección al depósito y al interior de la cámara. Por lo cual el volumen de aire nuevamente disminuye, presentándose un incremento positivo de presión.

Las cámaras de aire deben ser constantemente abastecidas con pequeñas cantidades de aire comprimido que reemplacen al que se disuelve en el agua. Para hacer que estas tengan un funcionamiento más efectivo es necesario una estrangulación como la que se muestra en la figura 2.20.

Esta estrangulación es del tipo llamado orificio diferencial y, para el flujo de la tubería:

**Cámara de aire.** Un dispositivo que puede controlar efectivamente las oscilaciones de presión en la línea de descarga de una instalación de bombeo es la llamada cámara de aire, como la que se muestra en la figura 2.19 y que generalmente se instala aguas abajo de la bomba.

La porción inferior de la cámara contiene agua, mientras que la superior contiene aire a presión. Cuando ocurre la falla de potencia, tanto la carga desarrollada por la bomba como el gasto decrecen rápidamente, lo cual permite que el aire comprimido dentro de la cámara desaloje el agua hacia la tubería a través del orificio en el fondo de la cámara. De esa forma

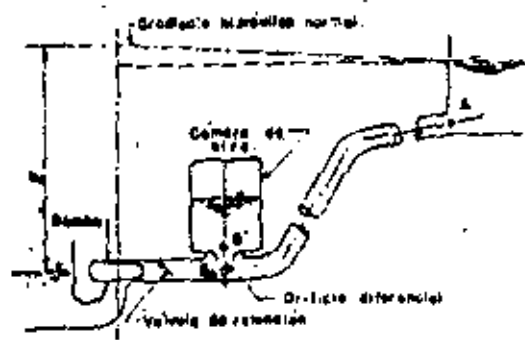


Fig. 2.19 Instalación de bomba con cámara de aire.

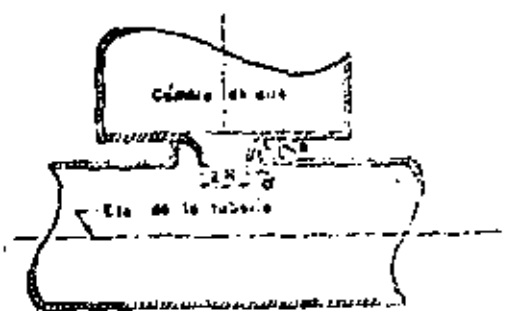


Fig. 2.20 Forma de la estrangulación utilizada para una cámara de aire.

la cámara, proporciona una pérdida de carga 2,5 veces mayor que para el flujo de la cámara a la tubería y produce así una mejor amortiguación.

La ecuación de la pérdida de carga producida por el estrangulamiento es semejante a la (65) y utilizando como anterior resulta:

$$h_f = C_v Q^2 \quad (11.76)$$

en que  $C_v$  es el coeficiente de pérdida por estrangulamiento, el cual depende de su forma.

Una vez que ocurre la interrupción de potencia al motor de la bomba, la carga de presión en el lado de la descarga es mantenida inicialmente por la cámara de aire, mientras que la velocidad de la bomba y el gasto caen rápidamente. Esto hace que la válvula de retención cierre casi inmediatamente después de la falla de la energía, por lo cual se puede suponer que esto sucede simultáneamente y que el flujo en la tubería solo es proporcionado por la cámara de aire. Con esta suposición se eliminan las características de la bomba de los cálculos del golpe de ariete, pero introduce una onda de presión brusca correspondiente a la caída instantánea de la carga a través del orificio de estrangulación en la base de la cámara.

El fenómeno de compresión y expansión del volumen de aire contenido en la cámara se puede suponer (según Parmakian), como un término medio entre un proceso adiabático y un isotérmico. Es decir, en cualquier instante se cumple que:

$$H_i V_i^{1.1} = H_1 V_1^{1.1} = \text{Constante} \quad (66)$$

en que  $H_i$  representa la carga de presión absoluta en el instante  $i$ , o sea:

$$H_i = h_i + \frac{P_{atm}}{\gamma} \quad (67)$$

y  $V_i$  el volumen de aire en la cámara en el instante  $i$ , o bien, si se expresa (67) en los términos adimensionales siguientes:

$$H_i = \frac{H_i}{H_1} \quad V_i = \frac{V_i}{V_1} \quad (68)$$

se puede escribir:

$$H_i V_i^{1.1} = 1 \quad (69)$$

La ecuación (69) se representa por la gráfica mostrada en la figura 2.21.

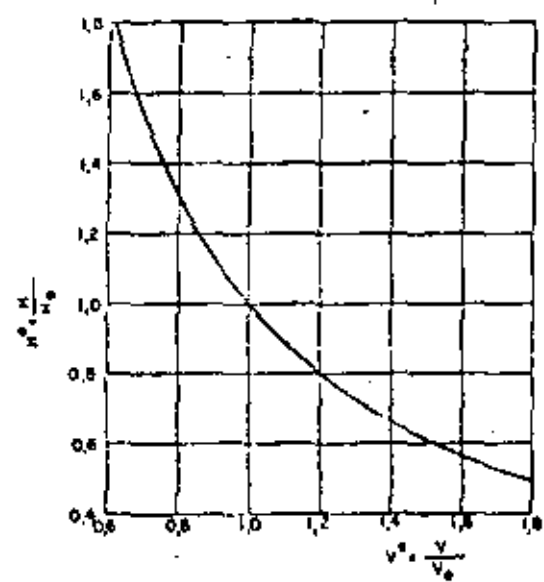


Fig. 2.21 Ley del proceso de expansión del aire en la cámara.

El volumen de aire en cualquier instante  $i$ , en términos del volumen en el instante  $i-1$ , es:

$$V_i = V_{i-1} - \int_{t_{i-1}}^i Q dt \quad (70)$$

en que  $A$  es el área de la sección transversal de la cámara.

Para intervalos de tiempo pequeños, la variación del gasto  $Q$  puede suponerse lineal, por lo que el volumen de aire en la cámara es entonces:

$$V_i = V_{i-1} - \left( \frac{Q_{i-1} + Q_i}{2} \right) \Delta t \quad (71)$$

en que el intervalo de tiempo  $t = t_i - t_{i-1}$ . Por comodidad en el uso del método gráfico del golpe de ariete, es conveniente elegir  $\Delta t$  como una fracción del tiempo de reflexión de la onda

$T$ ; o sea que  $\Delta t = \frac{2L}{a} b$ . Así, si se sustituye en (71), esta se puede escribir:

$$\frac{V_i}{V_1} = \frac{V_{i-1}}{V_1} - \frac{(Q_{i-1} + Q_i)}{2 V_1 Q_1} Q_1 \frac{2Lb}{a} \quad (72)$$

y con el parámetro adimensional  $Q_i^* = \frac{Q_i}{Q_1}$ , se puede escribir:

$$V_i = V_{i-1} - \frac{(Q_i^* + Q_{i-1}^*) 2Lb}{2 V_1 Q_1} \quad (73)$$

En esta ecuación el término  $\frac{2V_0 a}{Q_0 L}$  es también adimensional como puede observarse fácilmente. Toda vez que los cambios del volumen de aire en la cámara se definen en términos de presiones absolutas, es preferible definir la característica de la tubería en términos de cargas de presión absoluta, esto es:

$$c = \frac{2V_0}{2gH_0} \quad (74)$$

Esta característica de la tubería representa además la pendiente de las rectas del golpe de ariete en un plano  $Q^* - H^*$ , siendo por supuesto válidos los métodos de solución antes descritos.

El procedimiento gráfico para la solución del problema de la cámara de aire es como sigue:

Sobre un plano coordenado  $Q^* - H^*$  se dibuja la parábola de pérdida por estrangulamiento. El punto de coordenadas  $Q^* = 1$ ,  $H^* = 1$ , representa al punto  $B_0$ ,  $B_0$  y  $A_1$  (véase figs. 2.23 y 2.24) es el punto de partida.

La suposición del cierre instantáneo de la válvula de retención causa un cambio del gasto

en la tubería, que sigue la recta de pendiente positiva  $c^*$ . La posición del punto  $B_1$  se puede calcular por tanteos y para esto se supone un primer valor de  $Q_1^*$  y con la fórmula (73) se calcula el volumen para el instante 1, para  $\delta = 1$  con la fórmula:

$$V_1 = V_0 - \frac{2(Q_0^* + Q_1^*)}{2 \frac{V_0 a}{Q_0 L}} = V_0 - \frac{(1 + Q_1^*)}{\frac{V_0 a}{Q_0 L}}$$

en que  $V_0^*$  tiene que ser inicialmente supuesto o fijado de antemano. Con  $V_1^*$  se obtiene de la gráfica de la figura 2.23 el valor de  $H^*$  que tendrá que ser el mismo supuesto para el punto en cuestión, de lo contrario se repite el mismo procedimiento

Para calcular el punto  $B_1$  se repite el procedimiento por tanteos y así sucesivamente.

Para puntos correspondientes a instantes intermedios,  $\delta$  será igual al valor del instante para el que se desea calcular. Por ejemplo, si  $i = 0.5$  (o sea el punto  $B_{0.5}$ ), entonces  $\delta = 0.5$ .

Los valores de la carga de presión en el punto  $B'$  de la base de la cámara se pueden calcular en cada instante, restando la magnitud

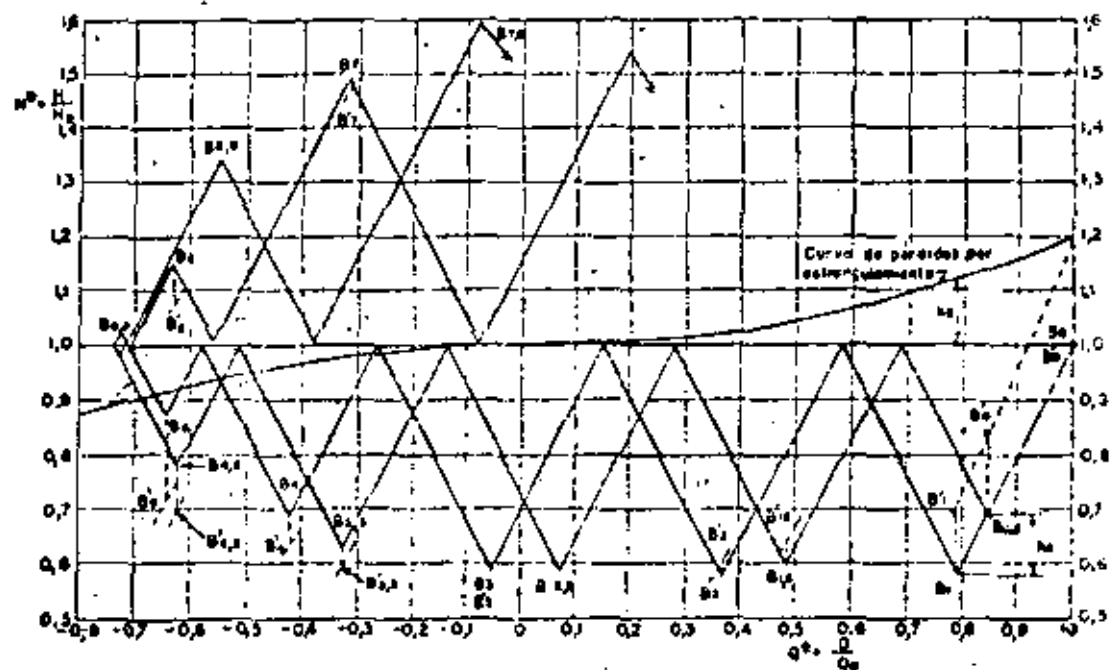


Fig. 2.22 Golpe de ariete en una planta de bombeo con cámara de aire.

de la pérdida por estrangulamiento  $\Delta h$ , correspondiente al gasto  $Q$ , del instante en cuestión (línea de puntos).

Por otra parte, de las ecuaciones (75) y (76) se observa que existen dos parámetros básicos en la determinación del golpe de ariete en una línea de descarga con cámara de aire y que son  $2c^*$  y  $\frac{2V_0^*}{Q_0 L}$ .

Los resultados de un gran número de soluciones de cámaras de aire se muestran en la figura 63 a, b, c, d. En estas figuras, las oscilaciones de presión en la línea de descarga adyacente a la cámara y en la mitad de la tubería, se han dibujado contra los parámetros básicos antes mencionados.

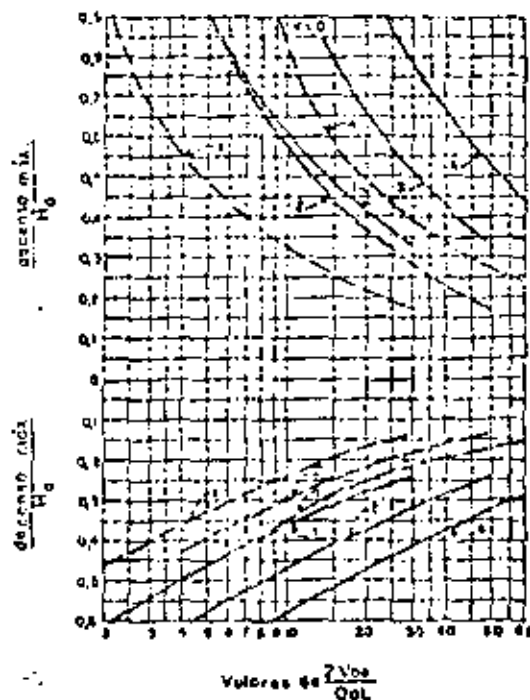
Para los valores mostrados en estos diagramas, dados por Parmakian, se han hecho las siguientes suposiciones:

a) La cámara de aire está localizada cerca de la bomba.

b) La válvula de retención en la bomba cierra inmediatamente después de la falla de potencia.

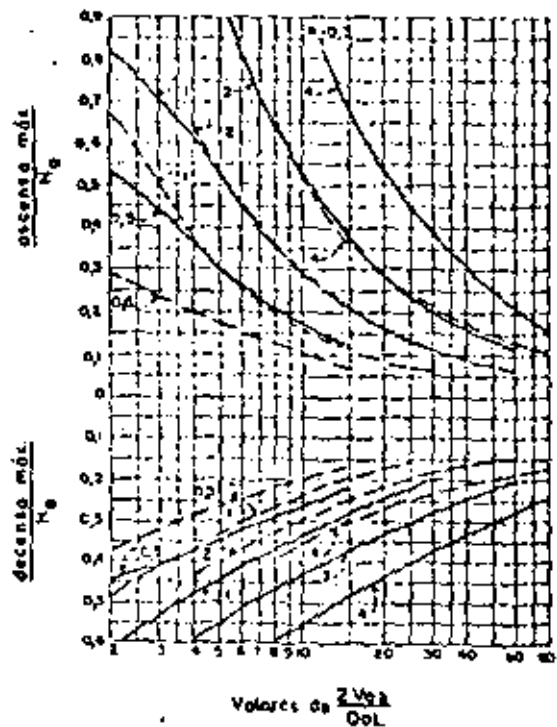
c) La relación presión-volumen para el aire comprimido en la cámara de aire, es:  $H^* V^{*1.2} = \text{cte.}$

d) La relación de la pérdida de carga total para el mismo gasto entrando o saliendo de la cámara es 2,5:1:  $K H_0^*$  es la suma de las pérdidas de carga por fricción en la tubería y por estrangulamiento en el orificio diferencial



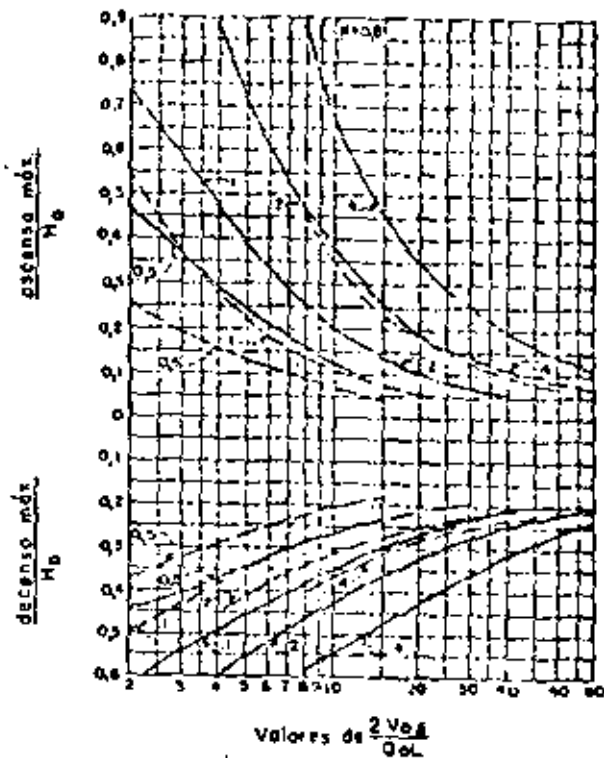
Los números sobre las curvas son valores de  $2c^*$   
 ————— adyacente a la bomba  
 - - - - - en el centro de la tubería

Fig. 63-a. Variaciones de presión en la tubería de descarga para  $K=0$ .



Los números sobre las curvas son valores de  $2\epsilon^*$   
 ————— adyacente a la bomba  
 - - - - - en el centro de la tubería

Fig. 63 b. Variaciones de presión en la tubería de descarga para  $K = 0,3$ .



Los números sobre las curvas son valores de  $2\epsilon^*$   
 ————— adyacente a la bomba  
 - - - - - en el centro de la tubería

Fig. 63 c. Variaciones de presión en la tubería de descarga para  $K = 0,5$ .

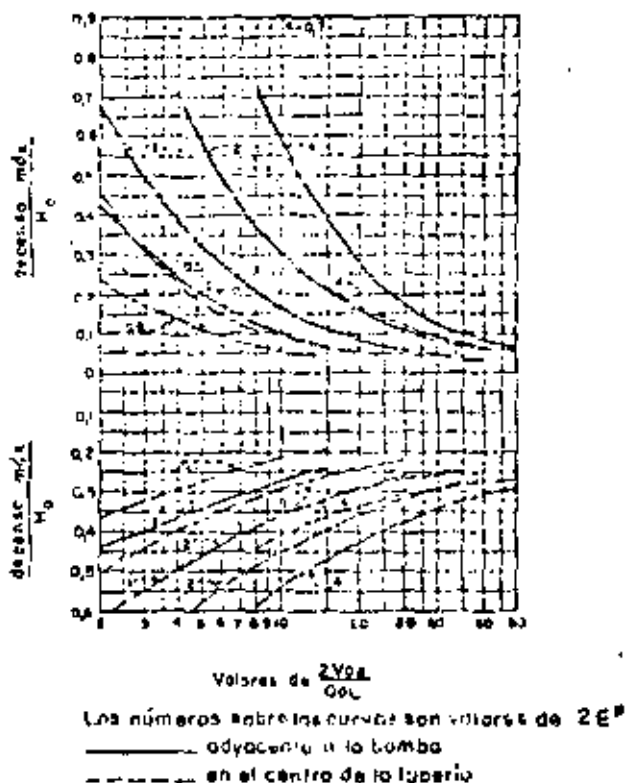


Fig. 63d. Variaciones de presión en la tubería de descarga para  $h = 0.7$ .

cuando un flujo invertido igual a  $2$ , pase al interior de la cámara.

Para asegurar que el aire no entre a la línea de descarga cuando ocurra la oscilación mínima, el volumen total que deberá tener la cámara de aire deberá ser mayor que  $V'$  dado por la siguiente expresión:

$$V' = V_0 \left( \frac{H_0^*}{H_{\min}} \right)^{0.5} \approx \frac{V_0 H_0^*}{H_{\min}^{0.5}} \quad (206)$$

en que  $H_0^* = H_0 +$  menos la mínima oscilación adyacente a la bomba.

*Cámara de aire.* Considérese una instalación de bombeo como la mostrada en la figura 283 para la cual se desea determinar el tamaño de una cámara de aire tal, que impida que la sobre-presión máxima en la tubería de descarga adyacente a la bomba exceda a  $0,43 H_0^*$  y además, que la depresión máxima en el centro del tubo no exceda a  $0,21 H_0^*$ .

Los datos del problema son:

$$\begin{aligned} h_{s1} &= 60 \text{ m} \\ h_t &= 0,920 \text{ m} \\ h_0 &= 60,92 \text{ m} \\ Q_0 &= 2,86 \text{ m}^3/\text{s} \\ S &= 1,84 \text{ m}^3 \\ v_a &= 1,55 \text{ m/s} \\ a &= 900 \text{ m/s} \\ H_0 &= 60,92 + 10,33 = 71,25 \text{ m} \\ 2e^* &= 2 \\ L &= 610 \text{ m} \end{aligned}$$

Diferencia entre el nivel de succión y el punto medio de la tubería = 55,5 m.

De las gráficas mostradas en la figura 280 se encuentra que las condiciones de presión antes señaladas se satisfacen con  $K=0,3$  y para:

$$2 \frac{V_0 a}{Q_0 L} = 21$$

como se puede comprobar fácilmente de la figura 280. De esta figura se obtiene que la sobre-presión máxima en la tubería de descarga

adyacente a la bomba es de  $0,27 H_0^*$ , la máxima depresión en el centro del tubo es de  $0,21 H_0^*$  y la máxima depresión adyacente a la bomba es  $0,32 H_0^*$ .

Para la instalación mostrada, la pérdida por fricción para el gasto normal de bombeo  $Q_0$  asciende a  $0,92 \text{ m}$ . El orificio diferencial requerido en la cámara de aire debe entonces proporcionar para un flujo  $Q_0$  contra la carga, una pérdida que deberá ser:

$$h_s = K H_0 - h_t = 0,3 \times 71,25 - 0,92 = 20,46 \text{ m}$$

Además, con  $2 \frac{V_0 a}{Q_0 L} = 21$  se puede calcular

el volumen inicial de aire comprimido dentro de la cámara y que es:

$$V_0 = \frac{21 \times 2,86 \times 610}{900 \times 2} = 20,5 \text{ m}^3$$

y el volumen mínimo que deberá poseer la cámara de aire  $V'$ , se puede determinar de la ecuación (11.89) ..

$$V' = \frac{V_0 \cdot H_0^*}{H_0^* \text{ min}} = \frac{V_0 \cdot H_0^*}{(1 + 0,32) H_0^*} = \frac{20,5}{0,68} = 29,7 \text{ m}^3$$

#### Libros de consulta

1. Brown, John G.: *Hydroelectric engineering practice*, Vol. 1. *Civil Engineering*. Londres: Blackie & Son, 1958. 1189 págs.
2. Bergeron, L.: *Du Coup de Belier en Hydraulique*

*lique au Coup de Fond en Electricité*. Paris: Dunod, 1950. 336 págs.

3. Jaeger, Charles: *Engineering fluid mechanics*. Londres: Blackie & Son, 1956. 329 páginas.

4. Kozeny, J.: *Hydraulik*. Viena: Springer, 1955. 388 págs.

5. Moreno, A.: "Algunos efectos del golpe de ariete en sistemas de bombeo". Tesis profesional. Universidad Nacional Autónoma de México. México, 1960.

6. Parmakian, John: *Waterhammer Analysis*. Nueva York: Dover Publications, Inc., 1963. 161 páginas.

7. Rich, George Rolfo: *Hydraulic Transients*. 2ª edición. Nueva York: Dover Publications, Inc., 1963. 409 páginas.

8. Rouse, Hunter: *Engineering Hydraulics*. Proceedings of the Fourth Hydraulics Conference. Iowa Institute of Hydraulic Research. Nueva York: John Wiley & Sons, Inc., 1950. 1039 páginas.

9. Schlag, A.: *Hydraulique Générale*. Paris: Dunod, 1957. 243 págs.

10. Sánchez, J. L.: "Teoría del golpe de ariete". *Ingeniería Civil*, México, 1955.

11. Stepanoff, Alexey J.: *Centrifugal and axial flow pumps: theory, design and application*. Nueva York: John Wiley & Sons, Inc., 1948. 428 páginas.

12. Stucky, A.: *Druckwasserschläge von Wasserkraftanlagen*. Berlin: Springer, 1962. 181 págs.

13. Volk, W.: *Absperrorgane in Rohrleitungen*. Berlin: Springer, 1959. 178 págs.

14. Wechmann: *Hydraulik*. Berlin: Technik, 1959. 306 págs.



## APÉNDICE

### 8.4 Celeridad de las ondas de presión

La celeridad de las ondas de presión en una tubería depende principalmente de las características físicas del líquido y del material con que está construida así como, en forma secundaria, de su construcción.

Las tuberías de material no homogéneo se pueden asimilar a tuberías equivalentes de material homogéneo.

El valor normal de la celeridad en tuberías de acero de pared delgada es de 1 000 m/seg y el valor máximo que puede alcanzar es de 1 425 m/seg en un tubo rígido. En tubos de gran elasticidad disminuye hasta valores comprendidos entre 10 y 22 m/seg.

Se generaliza en tuberías elástico elástico para aquellos en que la relación del diámetro exterior a su espesor es mayor que ventidós. Por esta razón, se supone que el esfuerzo en la pared no tiene una distribución uniforme. La restricción de los apoyos tiene poco efecto en el valor de la celeridad de la onda y, a medida que el espesor disminuye, dicho valor se aproxima al de la tubería de pared delgada.

La ecuación para túneles curvados sin revestimiento se aplica a túneles perforados en roca sana o a través de un macizo de concreto.

En una galería circular, revestida y con blindaje, la camisa de acero en contacto con el material del túnel incrementa la celeridad con respecto a la que se presentaría si no existiera dicho blindaje.

Es de interés el cálculo de la celeridad en tuberías metálicas descubiertas, reforzadas con anillos transversales de acero. La única fórmula a este respecto es la de Arredi, que permite el cálculo transformando la tubería en una equivalente metálica sencilla.

También en el caso de tuberías de concreto armado, se hace la misma consideración de una tubería equivalente homogénea.

#### 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

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

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/m<sup>2</sup>
- $E_w$ : módulo de elasticidad del líquido, en kg/m<sup>2</sup>
- u: 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

- $k = 5/4 - h$  para un tubo soportado en el extremo superior de entrada y en juntas de expansión
- $k = 1 - n^2$  para un tubo aislado contra movimientos axiales 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.

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

MATERIAL	E (kg/m <sup>2</sup> )
agua	$2.07 \times 10^9$
acero	$2.1 \times 10^{10}$
hierro fundido	$5 \times 10^9$
aluminio	$7.2 \times 10^9$
cobre	$1.3 \times 10^{10}$
asbesto cemento	$2.4 \times 10^9$

Para el agua, se tiene:

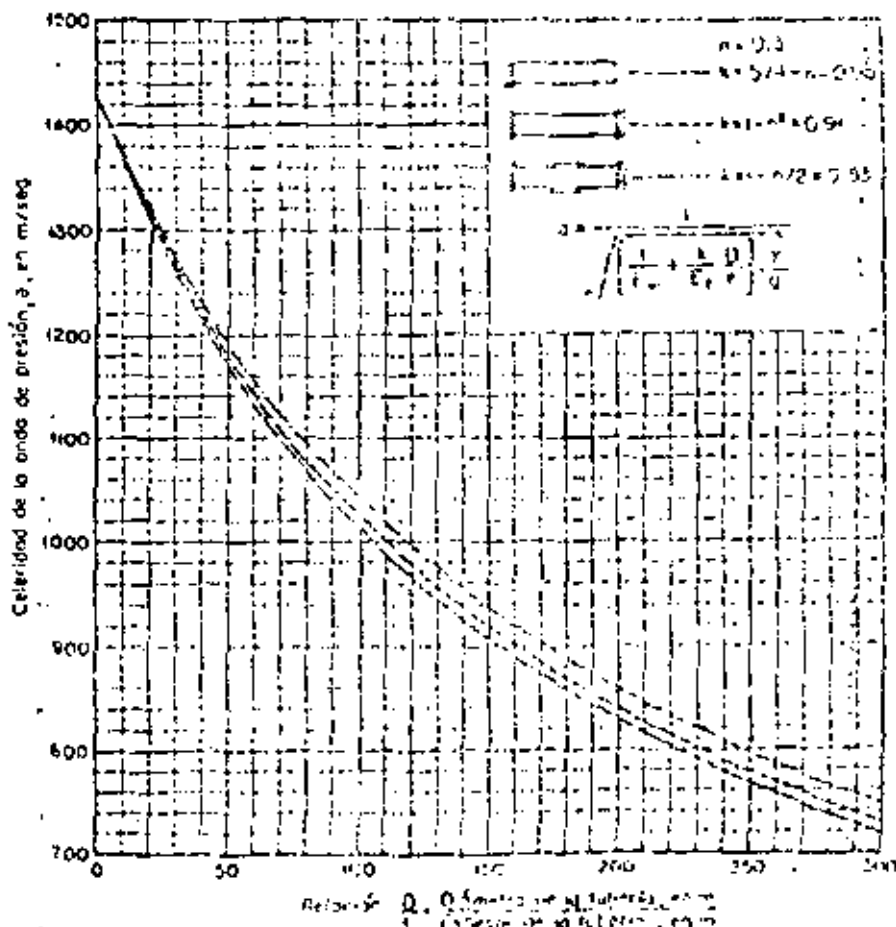
$$\frac{\gamma}{g} = \frac{1000}{9.81} = 102 \text{ kg. seg}^2/\text{m}^4$$

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

$$a = \frac{9000}{\sqrt{48 + 0.5 \frac{D}{t}}}, \text{ en m/seg}$$

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  $\left(\frac{D}{t} = 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100\right)$ .

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



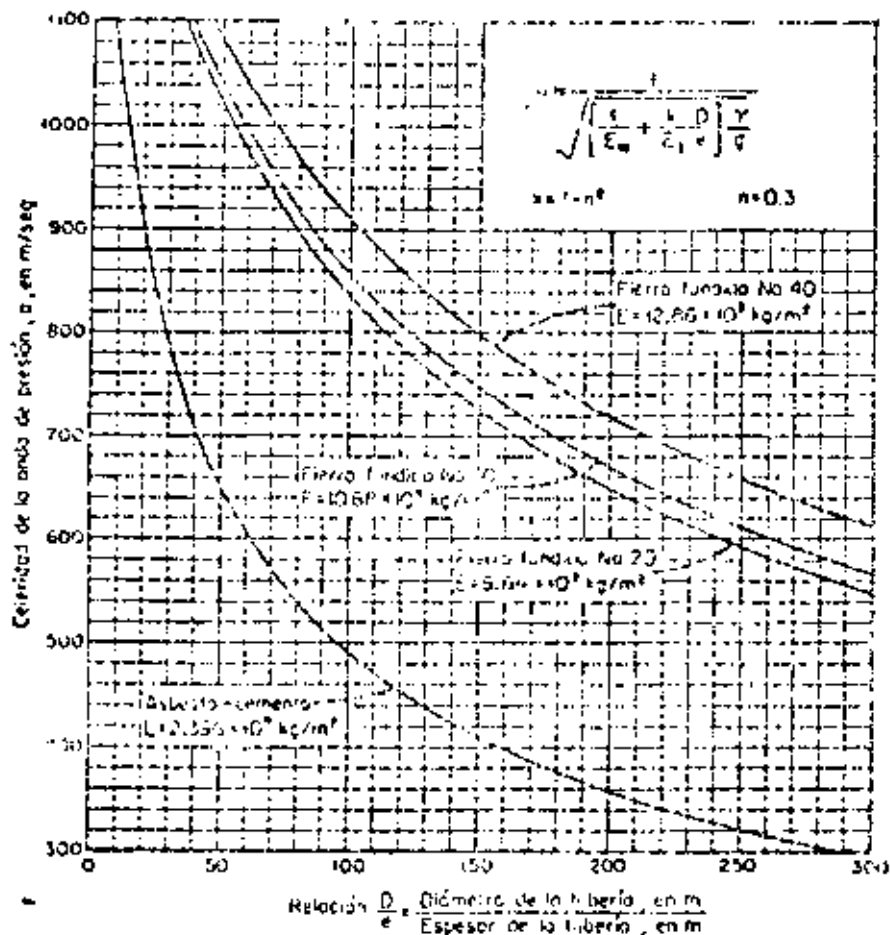


Fig 3 Celeridad de la onda de presión en una tubería elástica rígida

#### 3.4.3 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 (a) y (b):

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

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

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

#### 3.4.4 Tuberías acústicas o acústicamente

La ecuación es en este caso: a) o b)

$$a = \sqrt{\frac{E_1}{\rho} \frac{1}{1 + \frac{2}{E_1} (1 + n)}}$$

donde  $E_1$  representa el módulo de elasticidad de la roca o del material de concreto en  $\text{kg/cm}^2$ , y  $n$  su coeficiente de Poisson.

### 8.4.5 Galerías revestidas y con blindaje

Para una galería revestida de concreto con una camisa interior de acero (fig 4), la celeridad en m/seg se puede calcular con la fórmula de Jaeger (ref B.3)

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

en que

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

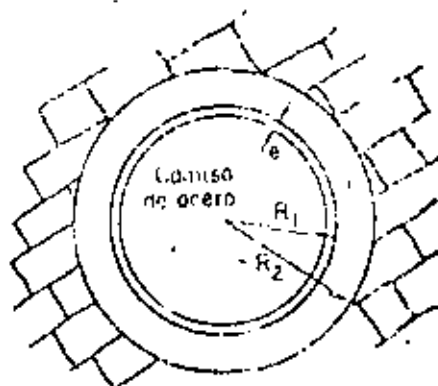


Fig: 4)

en que

- $E_c$  módulo de elasticidad del concreto, en  $\text{kg/cm}^2$
- $E_r$  módulo de elasticidad de la roca, en  $\text{kg/cm}^2$
- $E_s$  módulo de elasticidad de la camisa, en  $\text{kg/cm}^2$
- $e$  espesor de la camisa de acero, en m
- $\nu$  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: 5), según Arredi (ref B.4), la celeridad se puede calcular con una tubería de espesor equivalente, el cual está dado por la ecuación

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

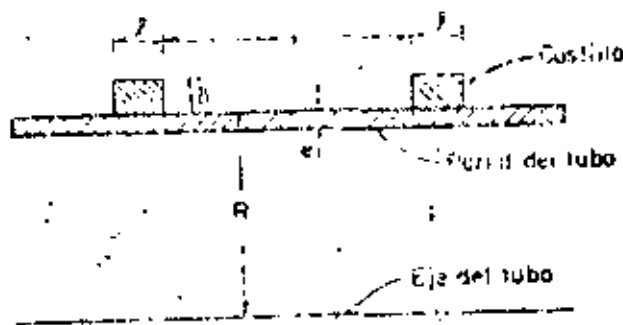


Fig: 5)

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

$$A = \frac{1}{1 + \frac{\kappa}{1}} \frac{1}{2 - \kappa} \left[ 1 - \frac{5}{1} \frac{1}{\kappa} (1 + \kappa - \mu) \right]$$

en que  $\kappa$  es un parámetro sin dimensiones que vale

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

donde  $\alpha$  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

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

$\mu$  depende del parámetro  $\phi$  como se muestra en la siguiente tabla.

En estas ecuaciones

- E módulo de elasticidad de la pared del tubo, en kg/m<sup>2</sup>
- E<sub>1</sub> módulo de elasticidad de las costillas, en kg/m<sup>2</sup>
- 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.

Los parámetros adimensionales  $\mu$  para las fórmulas de Arredi son como sigue:

$\psi$	$\mu$	$\phi$	$\mu$	$\phi$	$\mu$
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	0.999867	0.9	0.946103	1.6	0.681273
0.3	0.999780	1.0	0.921110	1.7	0.638450
0.4	0.997732	1.1	0.892229	1.8	0.598101
0.5	0.994468	1.2	0.854045	1.9	0.560173
0.6	0.989667	1.3	0.813526	2.0	0.524224

### 8.4.7 Tuberías de concreto armado

Se considera un tubo de acero equivalente con un espesor ficticio (ref 8.5)

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

donde

- e<sub>c</sub> espesor del tubo real de concreto, en m
- e<sub>s</sub> 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.

Los valores de n varían entre los límites 9 y 16. Sin embargo, en estas tuberías se presentan invariablemente agrietamientos que hacen que n aumente hasta valores de 20.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

PROYECTO DE CONDUCCIONES

ING. LAURO REYNOSO TORRES

SEPTIEMBRE, 1983

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.

Prof. Ing. Lauro Raynoso Torres.

PROYECTO DE CONDUCCIONES.

1.- GENERALIDADES.

Objetivo.- La obra de conducción tiene por objeto efectuar el transporte del agua desde la obra de captación hasta un sitio que puede ser la planta potabilizadora o el tanque regulador que es el caso frecuente. - También puede quedar conectada directamente a la red de distribución. - Para la conducción de agua potable se utilizan tuberías en la gran mayoría de los casos.

El escurrimiento del agua en tuberías se puede efectuar de dos maneras:

- a).- Por acción de la gravedad, ya sea trabajando como canal (sin presión) o como tubo (a presión), siendo este caso el más común en obras de abastecimiento de agua potable.
- b).- Conducciones a bombeo, caso también frecuente.

Capacidad.- El diámetro de la línea de conducción se determina generalmente con el gasto máximo diario (Q.m.d.) o con el gasto que se considere más conveniente tomar de la fuente de abastecimiento.

$$Q.m.d. = \frac{\text{Pob. proyecto} \times \text{dotación}}{86\ 400} \times 1.2, \text{ en l.p.s.}$$

Coefficiente de variación diaria = 1.2

Factores por considerar para el proyecto.- Para el proyecto de la línea se deben tomar en cuenta los siguientes factores principales:

- a).- Gasto por conducir.- Para gastos pequeños o cuando se utilizan tuberías con diámetros de 150 mm. y menores son recomendables las de policloruro de vinilo (PVC). Para diámetros mayores hasta 500 mm.,



y cargas de operación menores a  $14.0 \text{ Kg/cm}^2$ , son recomendables - los de asbesto cemento. Para diámetros de 610 mm., y mayores se - debe hacer un estudio económico muy cuidadoso comparando tuberías de asbesto cemento, acero y concreto armado.

- b).- Calidad del agua por conducir.- Es indispensable saber si el agua es turbia, incrustante o si tiene fierro y manganeso, dado que se pueden afectar notablemente la capacidad de los conductos.
- c).- Topografía.- El tipo y clase de tubería por usar en una conducción depende principalmente de las características topográficas de la línea.
- d).- Clase de terreno por excavar.- En general las tuberías de la conducción deben quedar enterradas, principalmente las de asbesto cemento y PVC. El trazo más adecuado puede ser el que permita disminuir al máximo posible excavaciones en roca.
- e).- Afectaciones. Para el trazo de la línea se deben tomar en cuenta - los problemas resultantes por la afectación de terrenos ejidales y particulares. De ser posible, se utilizarán los derechos de vía de cauces de agua, caminos, ferrocarriles, líneas de transmisión de energía eléctrica y linderos.
- f).- Cruzamientos.- Durante el trazo topográfico se debió estudiar y establecer los sitios más adecuados para el cruce de ríos, caminos, vías férreas, etc.

## 2.- CONDUCCIONES A GRAVEDAD.

### CALCULO HIDRAULICO.

El escurrimiento del agua a gravedad en una tubería se rige por la expresión que se da a continuación, considerando que la descarga es libre (caso común):

$$H = \frac{v^2}{2g} + h_f + h_s \quad (1), \text{ en donde,}$$



H = carga hidráulica disponible en m.

$\frac{v^2}{2g}$  = carga de velocidad, en m.

$h_f$  = pérdida por fricción en la tubería, en m.

$h_s$  = suma de pérdidas secundarias, en m. En líneas largas es práctico no tomarlas en cuenta.

En general, en el cálculo hidráulico de una conducción, el caso que más se tiene es el diseño; es decir, conocida la carga disponible "H" y la longitud de la línea "L", valores que se obtienen del plano topográfico de la conducción, así como el gasto "Q" por conducir y, analizando los factores mencionados, se determina el tipo (asbesto cemento, PVC, acero, etc.), diámetro y clase de tubería por usar (de acuerdo a las presiones de operación). En el cálculo hidráulico se tendrá cuidado de utilizar los diámetros internos reales de las tuberías por usar.

En la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillados, se utiliza para el cálculo hidráulico la fórmula de Manning. Ver plano V.C. 1933.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2) \quad h_f = 10.3 \frac{n^2 L Q^2}{D^{16/3}} \quad (3)$$

en donde:

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

n = coeficiente de rugosidad.

para tuberías de PVC,  $n = 0.009$

para asbesto cemento,  $n = 0.010$

para acero con revestimiento interior,  $n = 0.011$

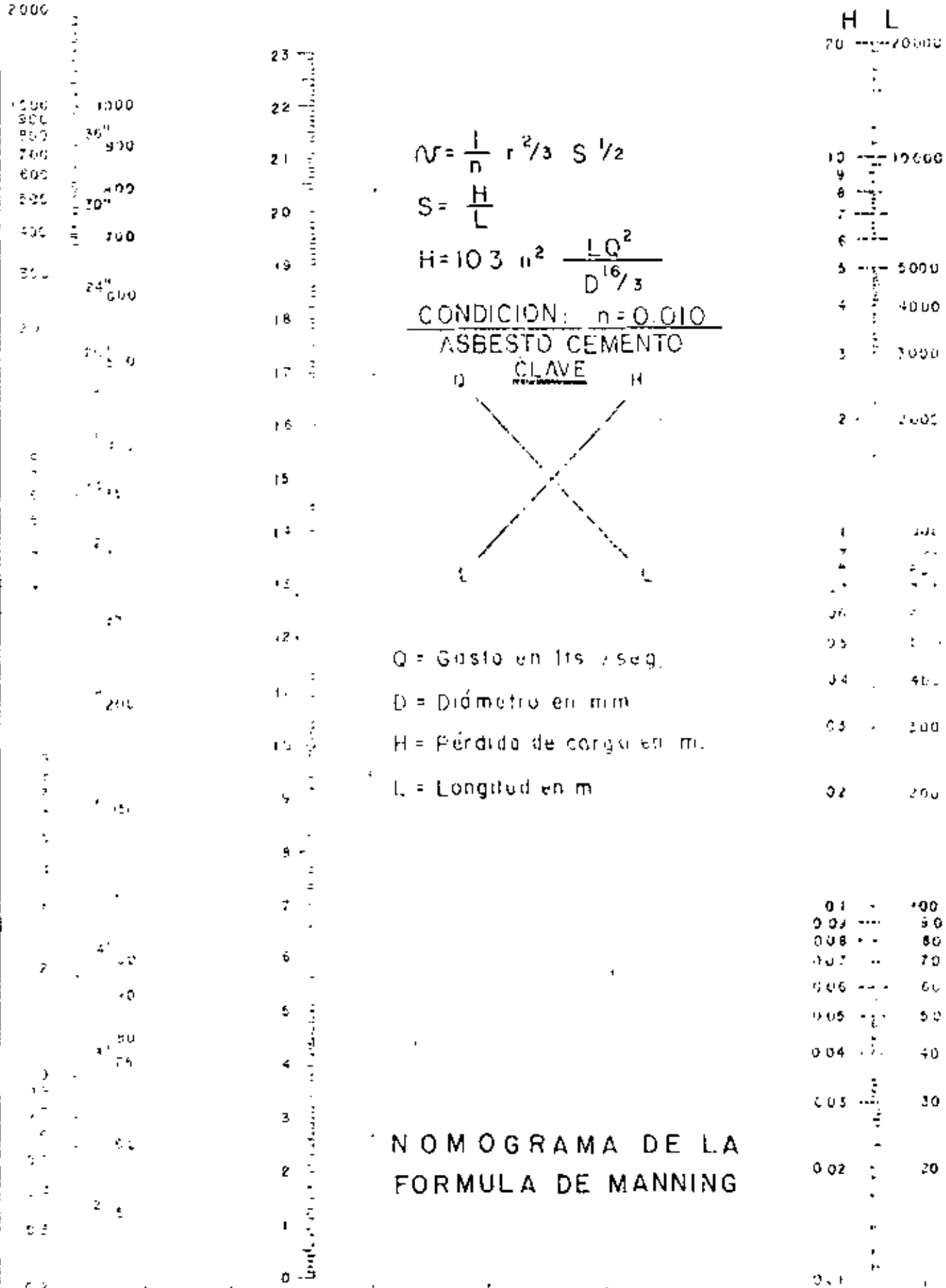
tuberías de concreto reforzado,  $n = 0.012$

tuberías de acero galvanizado,  $n = 0.014$



Q D SAHOP

DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCAANTARILLADO  
SUBDIRECCION DE PROYECTOS



NOMOGRAMA DE LA FORMULA DE MANNING

R = radio hidráulico de la tubería, en m.

S = pendiente hidráulica =  $\frac{h_f}{L}$ .

$h_f$  = pérdida de carga por fricción, en m.

L = longitud de la línea de conducción, en m.

Q = gasto por conducir, en m<sup>3</sup>/seg.

D = diámetro de la tubería, en m.

De la expresión (1) se tiene):

$$H = \frac{v^2}{2g} + h_f = \frac{Q^2}{2gA^2} + 10.3 \frac{n^2 L Q^2}{D^{16/3}} = \frac{Q^2}{12.09D^4} + 10.3 \frac{n^2 L Q^2}{D^{16/3}}$$

sin considerar las pérdidas secundarias.

$$H = \frac{0.083 Q^2}{D^4} + 10.3 \frac{n^2 L Q^2}{D^{16/3}} = \frac{0.083 Q^2}{D^4} + K L Q^2, \text{ (siendo } K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}} \text{.) (5)}$$

Generalmente para obtener el diámetro "D" (diámetro teórico) se utiliza el nomograma de Manning. Si coincide con un diámetro comercial, será el definitivo, siempre y cuando se verifique la expresión anterior y topográficamente sea factible utilizar la tubería considerada. Ver figuras.

Si el diámetro teórico coincide con uno comercial o topográficamente no sea posible o conveniente utilizar un solo diámetro, el problema se resolvera con 2 o más diámetros. En este caso la expresión (1) queda como sigue:

$$H = \frac{v_1^2}{2g} + \frac{v_2^2}{2g} + h_{f1} + h_{f2} \text{ (6), sin considerar las pérdidas}$$

secundarias.

$$\text{Finalmente, } H = \frac{0.083 Q^2}{D_1^4} + \frac{0.083 Q^2}{D_2^4} + K_1 L_1 Q^2 + K_2 L_2 Q^2 \text{ (7)}$$

De la expresión (7) se obtienen las longitudes de los tramos correspondientes a los diámetros  $D_1$  y  $D_2$ .

CONSTANTES "K" PARA PERDIDAS POR FRICCION  
FORMULA DE MANNINGb)  $n = 0.009$  y  $n = 0.010$ 

Tuberías de plástico P. V. C.					Tuberías de asbesto cemento	
Diámetro Nominal en mm.	RO Norma E-20-68	Presión de trabajo Kg/cm <sup>2</sup>	Diámetro interior en mm.	K $n = 0.009$	Diámetro nominal en mm.	K $n = 0.010$
13 (1/2")	13.5	22.4	14.1	1 634.600	50 (2")	8 046.88
19 (3/4")	13.5	22.4	18.1	406 000	64 (2 1/2")	2 400.93
25 (1")	26	11.2	23.5	102 800	76 (3")	962.62
32 (1 1/4")	26	11.2	30.4	37 240	100 (4")	189.51
38 (1 1/2")	26	11.2	39.0	13 160		
50 (2")	26	11.2	44.7	4 069	150 (6")	23.79
60 (2 1/2")	26	11.2	55.7	1 472	200 (8")	5.07
60 (2 1/2")	32.5	9.0	62.4	1 341	250 (10")	1.64
75 (3")	26	11.2	68.6	514.5	300 (12")	.56350
75 (3")	32.5	9.0	82.1	469.8	350 (14")	.25432
90 (3 1/2")	26	11.2	93.8	252.7	400 (16")	.12610
90 (3 1/2")	41	7.1	96.6	215.9	450 (18")	.05528
100 (4")	26	11.2	103.5	134.9	500 (20")	.03915
100 (4")	32.5	9.0	107.3	123.3	600 (24")	.01432
100 (4")	41	7.1	108.7	115.0	700 (28")	.006429
125 (5")	26	11.2	130.5	43.48	800 (32")	.00286
125 (5")	32.5	9.0	132.7	39.73		
125 (5")	41	7.1	134.3	37.25		
150 (6")	26	11.2	155.3	17.16		
150 (6")	32.5	9.0	157.9	15.91		
150 (6")	41	7.1	160.1	14.20		
175 (7")	26	11.2	202.3	4.152		
175 (7")	41	7.1	207.9	3.71		
200 (8")	26	11.2	211.3	3.331		
200 (8")	41	7.1	214.0	3.085		
200 (8")	50	11.2	214.0	3.085		

$$h_f = 10.3 \frac{n^2 L Q^2}{D^{16/3}}$$

$$h_f = K L Q^2$$

$$K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}}$$

$h_f$  = Pérdida por fricción en m.

L = longitud, en m.

Q = caudal, en l/s.

D = diámetro, en mm.

Los valores de K para tuberías de AC y PVC están tabulados en la tabla con clasificación V.C. 1932.

Obtenidas las longitudes  $L_1$  y  $L_2$  se procede a verificar la expresión (7). En seguida, se procede a dibujar los gradientes hidráulicos para los diámetros comerciales obtenidos, tomando en cuenta el perfil topográfico de la conducción, procurando obtener las menores presiones de trabajo que sea posible. Finalmente se obtienen las clases de tubería por usar, se localizan las válvulas de purga de aire, desagües y se realiza el diseño de crucesos.

ESTRUCTURAS.— Generalmente las estructuras más importantes en conducciones a gravedad son las cajas rompedoras de presión. En conducciones muy largas es recomendable y a veces obligado, dividir la línea en 2 o más tramos localizando dichas estructuras, si el perfil lo permite, a fin de lograr el mejor funcionamiento hidráulico de la conducción.

ACCESORIOS DE LA CONDUCCION.— Generalmente se tienen los siguientes:

a).— Válvulas eliminadoras de aire.— Las acumulaciones de aire que son máximas en los senos de la línea o puntos altos del perfil y que están además más próximos a la línea del gradiente hidráulico, pueden afectar la circulación del agua, si no se colocan dispositivos para su eliminación. También se pueden tener problemas con el aire en conducciones largas con topografía plana.

En líneas constituidas por tuberías de asbesto cemento y concreto armado (conductos rígidos) se utilizan únicamente válvulas eliminadoras de aire del tipo de flotador. También se pueden utilizar estas en tuberías de PVC de 150 mm, y menores, que se comportan como si fueran rígidas, así como en tuberías de acero de menos de 450 mm. (18") de diámetro. Generalmente para líneas de acero mayores a este diámetro se deben utilizar válvulas de aire y vacío, para evitar el colapso de la tubería.

El diámetro de la válvula está en función de la capacidad de ventila



ción que se quiera dar y de la presión de operación en el punto de instalación (puntos altos del perfil). Se emplearán las gráficas y tablas que para tal fin tienen los catálogos de los fabricantes.

b).- Desagües.- Se utilizan generalmente en los puntos más bajos del perfil, con el fin de desaguar la línea en caso de roturas durante su operación. También se pueden usar para el lavado de la línea durante la construcción. No es recomendable la utilización de válvulas para desagües. El crucero se forma con una te con brida, tapa ciega y 2 juntas universales, todas ellas de fierro fundido.

Si en la conducción se emplean tuberías de PVC, se usan conexiones de este material para el crucero de desagüe.

### 3.- CONDUCCION A BOMBEO.

El bombeo consiste en elevar el agua desde un pozo, cárcamo, etc., hasta el depósito de regularización generalmente, utilizándose para tal objeto un equipo de bombeo.

La bomba produce siempre un salto brusco en el gradiente hidráulico que corresponde a la energía  $H_m$ , comunicada al agua por la bomba.  $H_m$  es siempre mayor que la carga total de elevación o altura geométrica contra la cual trabaja la bomba, para poder vencer todas las pérdidas de energía en la tubería.

La carga de presión  $H_m$ , generada por la bomba es llamada generalmente "carga manométrica", o "carga dinámica total", e indica siempre la energía dada al agua a su paso por la bomba.

Considerando como obra de captación un pozo, según se indica en la figura anexa, la carga dinámica total está dada por la siguiente expresión.

$$H_m = \frac{v^2}{2g} + h_f + h_s + h_i + h_a.$$

en donde:

$H_m$  = carga dinámica total, en m.

$\frac{V^2}{2g}$  = carga de velocidad, en m.

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

$h_f$  = pérdidas por fricción en la tubería, en m.

$h_s$  = pérdidas secundarias, en m.

$h_i$  = altura de la impulsión, en m.

$h_a$  = altura de aspiración, en m.

Para la determinación de las pérdidas por fricción en el conducto se utiliza la fórmula de Manning. En líneas a bombeo si es conveniente considerar las pérdidas secundarias.

Para la protección del equipo de bombeo y de la tubería de conducción, se deberá considerar los efectos producidos por golpe de ariete.

Proyecto de la conducción.— Para efectuar el proyecto de una línea de conducción a bombeo, se determinaprimera el diámetro más económico para el gasto por conducir, tomando en cuenta las características topográficas de la línea. Se utiliza la tabla impresa por la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillados de la S.A.H.O.P. (V.C.1921).

Los diámetros por utilizar en el cálculo del diámetro más económico deben satisfacer el requisito de que la velocidad que se obtenga con ellos, sea menor a 1.60 m/seg., eligiendo previamente el tipo de tubería por usar.

La tabla de cálculo del diámetro más económico está constituida de 4 partes:

En la primera, se establecen las características hidráulicas para los tres diámetros considerados, las pérdidas totales de energía y la potencia requerida en función de éstas. En la segunda parte se determina la clase

OBRA:

CALCULO:

FECHA:

REVISOR:

FOLIO:

D.ámetro mm	Velocidad m/s	Área cm <sup>2</sup>	Costo de material (L)	Costo de mano de obra (V)	Costo de instalación (L)	Costo total (L)	Costo total por metro cúbico (L/m <sup>3</sup> )	Costo total por metro cúbico con manejo (L/m <sup>3</sup> )	Costo total por metro cúbico con manejo y instalación (L/m <sup>3</sup> )	Costo total por metro cúbico con manejo y instalación y energía (L/m <sup>3</sup> )

**GOLPE DE ARIETE**

Presión de trabajo atmosférica	Velocidad m/s	Área cm <sup>2</sup>	Costo de material (L)	Costo de mano de obra (V)	Costo de instalación (L)	Costo total (L)	Costo total por metro cúbico (L/m <sup>3</sup> )	Costo total por metro cúbico con manejo (L/m <sup>3</sup> )	Costo total por metro cúbico con manejo y instalación (L/m <sup>3</sup> )	Costo total por metro cúbico con manejo y instalación y energía (L/m <sup>3</sup> )

Velocidad de flujo en m/s (v) =  $\frac{Q}{A}$ ; Área de flujo en cm<sup>2</sup> (A) =  $\frac{Q}{v}$ ; Área de flujo en m<sup>2</sup> (A) =  $\frac{Q}{v}$ ; Costo de material por metro cúbico (L) = 500 000; Costo de mano de obra por metro cúbico (V) = 100 000; Costo de instalación por metro cúbico (L) = 100 000; Costo de energía por metro cúbico (L) = 100 000.

CONCEPTO	D.ámetro mm ( ) Clase				D.ámetro mm ( ) Clase				D.ámetro mm ( ) Clase			
	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$	Cantidad	Unid.	P.U.	Importe \$
Excav. Mat. clase A		m <sup>3</sup>				m <sup>3</sup>				m <sup>3</sup>		
Excav. Mat. clase B		m <sup>3</sup>				m <sup>3</sup>				m <sup>3</sup>		
Excav. Mat. clase C		m <sup>3</sup>				m <sup>3</sup>				m <sup>3</sup>		
Plantío de árboles		m <sup>3</sup>				m <sup>3</sup>				m <sup>3</sup>		
Inst. tuberías y prueba tuberías		m				m				m		
Relevo compactado		m <sup>3</sup>				m <sup>3</sup>				m <sup>3</sup>		
Relevo de 0.100		m <sup>3</sup>				m <sup>3</sup>				m <sup>3</sup>		
Armadura de concreto 10x90		m <sup>3</sup>				m <sup>3</sup>				m <sup>3</sup>		
Costo de tubería		m				m				m		
Costo total de conducción ①												

**RESUMEN**

Presión de trabajo atmosférica	Velocidad m/s	Área cm <sup>2</sup>	Costo de material (L)	Costo de mano de obra (V)	Costo de instalación (L)	Costo total (L)	Costo total por metro cúbico (L/m <sup>3</sup> )	Costo total por metro cúbico con manejo (L/m <sup>3</sup> )	Costo total por metro cúbico con manejo y instalación (L/m <sup>3</sup> )	Costo total por metro cúbico con manejo y instalación y energía (L/m <sup>3</sup> )

Costo de material por metro cúbico (L) = 500 000; Costo de mano de obra por metro cúbico (V) = 100 000; Costo de instalación por metro cúbico (L) = 100 000; Costo de energía por metro cúbico (L) = 100 000.

NOTA: Este informe es un resumen de los datos que se encuentran en el expediente de la obra. Revisor: Ing. León Raymond Torres.

1.1  
1.2



de tubería por usar, tomando en cuenta la presión normal de operación más la sobre presión por golpe de ariete.

En la tercera parte se obtiene el presupuesto (Costo total de la conducción) para las tuberías consideradas y, finalmente, en la cuarta parte, se obtiene el cargo anual de bombeo, el cargo anual de amortización y el costo anual de bombeo para operación de 365 días, cuyo valor mínimo corresponderá al diámetro más económico.

Hecho lo anterior, en el plano topográfico de la conducción se dibuja la línea de carga estática; la línea del gradiente hidráulico, indicando su pendiente y el gasto por conducir y, la línea de sobrepresión de golpe de ariete para el 20% de la sobrepresión total, con respecto a la cual se determinan las clases de tubería por usar.

Finalmente, se localizan las válvulas de purga de aire y desagües, y se efectúa el proyecto de cruceros, cuantificando las cantidades de piezas especiales así como las cantidades de tuberías por suministrar.

Jarros de aire.- Cuando en una conducción el gradiente hidráulico ó línea piezométrica queda situada muy próxima a la tubería en un punto alto del perfil topográfico en donde se tenga una presión de operación muy pequeña del orden más o menos de uno a cuatro metros de columna de agua ( 0.1 a 0.4 Kg/cm<sup>2</sup>.) es práctico y económico utilizar en lugar de las válvulas de purga de aire, dispositivos denominados "jarros de aire", los que están constituidos generalmente por tubería de acero galvanizado con diámetros de 13 a 100 mm., la cual se conecta al conducto de la conducción, sobresaliendo del terreno de 2 a 5 m., con su otro extremo doblado en forma de gancho, por donde sale el aire. Se protege generalmente por medio de un monumento de mampostería de piedra.

También es recomendable la utilización de los "jarros de aire" en la salida de los conductos conectados a las cajas rompedoras de presión, para evitar que pasen a la conducción volúmenes importantes de aire.

## SELECCIÓN DE TUBERIAS PARA CONDUCCIONES Y REDES DE DISTRIBUCION

Profesor: Ing. Lauro Reynoso Torres.

### A.- GENERALIDADES.

Una tubería se puede definir como el conjunto formado por el tubo y su sistema de unión.

Desde hace muchos años se ha estado transportando el agua utilizando tuberías hechas de arcilla vitrificada, madera, plomo, cobre, fierro fundido, acero, cemento y bambú (hace 2000 años los chinos lo usaban). A través del tiempo parte de estos materiales han sido abandonados; los más usados en los últimos años son: asbesto, acero, concreto reforzado y de plástico (polietileno y PVC.).

### B.- TUBERIAS USADAS EN SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

#### 1.- Tuberías de asbesto-cemento.

Definición.- Según la "Norma Oficial NOM-C-12-1960, para tubos de presión de asbesto-cemento para abastecimientos de agua", se entiende por tubos de presión de asbesto-cemento los conductos de sección circular fabricados con una parte de asbesto y cemento tipo Portland o Portland Puzolánico, exentos de materia orgánica, con o sin adición de sílice".

La tubería de asbesto-cemento sílice curada en autoclave con vapor a presión, prácticamente no se oxida ni se corroe. Se fabrican aplicando sobre un mandril de acero pulido, una película obtenida con la mezcla íntima de fibras de asbesto de distintos tipos, cemento, sílice y agua, de tal manera que el enrollamiento de la película se traduce en una estructura multilaminar de óptima resistencia. La utilización del mandril, permite obtener una superficie tersa, para la que se tiene un coeficiente de rugosidad de -

$n = 0.010$ , según la fórmula de Manning.

Los tubos de presión de asbesto-cemento se fabrican para presiones en  $(\text{Kg}/\text{cm}^2)$  internas de trabajo máximas, según las siguientes clases: A-5, A-7, A-10 y A-14. Las presiones de prueba en fábrica para cada tubo y codo-cople es de 3.5 veces la presión de trabajo para un tiempo de 5 segundos. Las tuberías tienen longitudes generalmente de 4 y 5 metros.

La presión de rotura de las tuberías no será menor de 5 veces la nominal de trabajo en diámetros hasta de 100 mm. y, de 4 veces, en diámetros de 150 a 900 mm. En los Estados Unidos Mexicanos las tuberías de asbesto-cemento son fabricadas para las siguientes compañías:

Asbestos de México, S.A.- Barriostos, Tlalnepantla, Méx.

Productos Mexalit, S.A.- Santa Clara, Méx.

Mexalit de Occidente, S.A. de C.V.- Guadalajara, Jal.

Mexalit del Norte, S.A. de C.V.- Chihuahua, Chih.

Techo Eterno Eureka, S.A.- México, D.F.

Asbestos Monterrey, S.A.- Monterrey, N.L.

Asbestos de Occidente, S.A.- Guadalajara, Jal.

La Compañía Techo Eterno Eureka fue la que inició en México la producción en serie de tuberías de asbesto-cemento en el año de 1938.

La desventaja principal de los conductos de asbesto-cemento es su baja resistencia mecánica. Debido a esto los tubos al salir de fábrica se degradan en su resistencia por falta de cuidado en su transporte, manejo y almacenaje.

## 1.- Tuberías de plástico: polistileno y policloruro de vinilo (PVC).

### 2.1.- Antecedentes y generalidades:

a).- De los plásticos, los termoplásticos son los que en la actualidad presentan mucho interés para su uso en los sistemas de abastecimiento -

de agua potable. Los dos termoplásticos de mayor importancia hasta la fecha son: el polietileno (PE) y el policloruro de vinilo (PVC).

b).- El polietileno es un derivado del gas etileno que es un componente del gas natural. También puede ser un derivado de la refinación del petróleo. Se tienen tres tipos conocidos: de densidad baja, mediana y alta.

Las tuberías de polietileno se empezaron a usar en Europa en 1948.- En México se inició su fabricación en 1955 año en que la SARH empezó a adquirir para su utilización en obras de agua potable, principalmente en localidades rurales y para tomas domiciliarias. Se fabrican teniendo en cuenta la Norma NOM-E-18-1969.

c).- El PVC (Cloruro de polivinilo) es un material termoplástico compuesto de polímeros de cloruro de vinilo; un sólido incoloro con alta resistencia al agua, alcoholes y ácidos y álcalis concentrados. Se obtiene en forma de gránulos, soluciones, líquidos y pastas. En el año de 1931 se obtuvo por primera vez, por técnicos alemanes, el policloruro de vinilo a través del proceso de polimerización. Se utilizó este material a partir de 1934 para la fabricación de tuberías.

En la República Mexicana se empezó a fabricar tuberías de PVC, en el año de 1956. Los esfuerzos fueron calculados por la fórmula ISO, para un esfuerzo de diseño de 60 Kg/cm<sup>2</sup>, según la Norma Alemana DIN; posteriormente en 1960 se aprobó el de 100 Kg/cm<sup>2</sup>.

En la Norma Oficial de calidad vigente actualmente, (sistema Inglés) para tubos y conexiones rígidas de policloruro de vinilo DGN-E/12-1968, se recomienda un esfuerzo de diseño de 140 Kg/cm<sup>2</sup>, para PVC 1114 (tipo I, grado I, esfuerzo de diseño 140). En septiembre de 1977 se publicó la "Norma Oficial Mexicana de Tubos y Conexiones de Policloruro de vinilo (PVC) para abastecimiento de Agua Potable", NOM-E-22-1977 (serie métrica), para PVC —

## 2.2.- Experiencia en el uso de tuberías de polietileno:

La mayoría de las tuberías instaladas (de baja y media densidad) — tuvieron fallas a principios de la década de los 60, principalmente por — agrietamiento a la tensión, debido a la variación de la calidad del tubo, — esencialmente por la calidad de la materia prima y, por falta de control de calidad y de un uso arbitrario desde el punto de vista técnico de las tuberías.

Desde el año de 1965 la S.R. utilizó con regularidad tuberías de polietileno de alta densidad o de alto peso molecular, en obras grandes y pequeñas, con buen éxito, principalmente en tomas domiciliarias; sin embargo, en casos de redes con fluctuaciones notables de presión y con defectos de — instalación se han tenido serios problemas, como es el caso de la Ciudad de Monterrey,

## 2.3.- Experiencia en el uso de tuberías de PVC:

En la Dirección General de Agua Potable y Alcantarillado de la que fué Secretaría de Recursos Hidráulicos, se han utilizado tuberías de PVC con regularidad desde el año de 1968.

Las tuberías de PVC, han presentado hasta la fecha las siguientes — ventajas, según los reportes de varias Gerencias de la que fué S.R.H.

- a).— Gran resistencia a la corrosión y, al ataque químico de ácidos, álcalis y soluciones salinas.
- b).— Instalación rápida, fácil y económica.
- c).— Debido a su grado de absorción permite la prueba hidrostática — inmediata después de su llenado.
- d).— Su resistencia mecánica es superior a las de asbесто-cemento.
- e).— Menor pérdida por fricción en comparación con las tuberías de-



16

asbesto-cemento, concreto y acero.

f).- Por su ligereza, el almacenamiento y transporte de la tubería - se facilita notablemente.

g).- Respecto a su costo de suministro en los diámetros de 50, 60, - 75 y 100 mm. es más barata que las tuberías de asbesto-cemento.

Desventajas:

a).- Su alto costo en diámetros de 200 mm. y mayores.

b).- Se afectan las propiedades mecánicas de la tubería PVC, si quedan expuestas a los rayos solares por un período prolongado de tiempo.

c).- Los tubos de extremos lisos requieren mano de obra altamente especializada para su unión por el proceso de cementado. Debido a esto, en todos los proyectos de conducciones y redes se especifica el uso de tuberías - con campana y anillo de hule. La campana debe ser integral al tubo.

En nuestro medio, son fabricadas dichas tuberías por:

Poliducto del Bajío, S.A.- Autopista México-Querétaro Km. 185, Pedro Escobedo, Gro.

Plastotécnica, S.A.- Naucalpan de Juárez, Méx.

Plásticos Rex, S.A.- Villa Obregón, D.F.

Tubos Flexibles, S.A. Naucalpan de Juárez, Méx.

Conexiones y Tuberías, S.A.- México, D.F.

Mexalit de Occidente, S.A. de C.V.- Guadalajara, Jal.

Plásticos y Conexiones, S.A. Tepepan, Xochimilco, Méx., D.F.

Plásticos Omega, S.A.- Col. Agrícola Oriental, México, D.F.

3.- Tuberías de fierro vaciado.

Las tuberías de fierro vaciado fueron utilizadas en las República Méx - icanas en la gran mayoría de las primeras obras construídas de aprovisiona -

miento de agua potable, siendo muy resistentes a los esfuerzos mecánicos y de gran duración debido a su buena resistencia a la corrosión.

En nuestro medio, las tuberías de fierro vaciado fueron fabricadas hasta el año de 1967 por Altos Hornos de México, S.A., en Monclova, Coah. Se disponían tuberías de extremos lisos y de macho campana, para diámetros de 75 a 350 mm.

Las tuberías descritas fueron desplazadas prácticamente del mercado nacional a partir del año de 1960, por las tuberías de asbesto-cemento, debido al bajo costo de éstas.

#### 4.- Tuberías de acero.

En el año de 1943 la Compañía Tubacero de Monterrey, N.L., inició la fabricación de tubos de acero formado por medio de roladoras y soldadura manual. Posteriormente fué sustituido ese método utilizando prensa hidráulica y soldadura por arco sumergido. Actualmente se utilizan en la República Mexicana dos métodos de fabricación: El Proceso de soldadura (Tubacero, S.A.) y el proceso sin costura (TAMSA.) La materia prima es el acero en placa o rollo, para el primero y, lingotes y placas para el segundo.

Los tubos de acero se fabrican para diámetros de 114.3 (4 1/2") hasta 1219 mm. (48"). Su producción está sujeta a un estricto control de calidad que toma en cuenta las Normas DGN-8-177 y 8-179-1978, e internacionales como las de la American Petroleum Institute (API), máxima autoridad en el ramo.

Las tuberías de acero son recomendables para líneas de conducción cuando se tienen altas presiones de trabajo. Su utilización obliga a revestirlas contra la corrosión, interior y exteriormente. Son muy durables, resistentes, flexibles y adaptables a las distintas condiciones de instalación que se tengan.

En conducciones y redes de distribución de pequeñas localidades prin

principalmente rurales, se han utilizado en algunos casos tuberías de acero galvanizado. Estos conductos se fabrican para diámetros de 10, 13, 19, 25, 32, 38, 50, 64, 76 y 102 mm., con longitud del tubo de 6.40 m.

5.- Tuberías de concreto.

Las tuberías de concreto que se han usado con más frecuencia en algunas obras de conducción, son las siguientes:

a).- Tuberías de concreto reforzado con junta de hule y concreto. - -

Este tipo de conducto se conoce por la designación SP-16. Está reforzado con dos jaulas entrelazadas de varilla, calculadas para resistir la presión de trabajo a una fatiga máxima de 880 Kg/cm<sup>2</sup>., para el acero circunferencial; el esfuerzo longitudinal será el equivalente a varilla de 12.7 mm. con un espaciamiento máximo de 76 cm. centro a centro. La junta es de concreto moldeado y de sección tal, que los tubos se centran por sí solos; la junta queda sellada con empaque de hule.

Se fabrican para presiones de trabajo de: 1.8, 2.5, 3.2, 4.0 y 5.0 Kg/cm<sup>2</sup>. La presión de prueba en campo, será no más del 110% de la presión teórica de trabajo.

Los tubos tienen una longitud efectiva de 2.33 m. Su diámetro es de 76, 91, 107, 122, 137 y 138 cm. generalmente.

b).- Tuberías de concreto presforzado (SP-12). - Son conductos de concreto presforzado con cilindro de acero empotrado y, junta de hule y acero.

Su refuerzo consiste en un cilindro de acero empotrado en concreto y comprimido por alambrión tipo tensilac de calibre 6, el que está protegido por una capa de mortero; anillos de junta de acero de sección especial, estarán soldados al cilindro. El tubo deberá resistir el 333% de la presión de trabajo antes de reventarse.

Se fabrican para presiones de trabajo de: 6.0, 7.0, 8.0 y 10.0 - - -



$\text{Kg/cm}^2$ . Los diámetros son los mismos de las tuberías de SP-16.

Las tuberías mencionadas son fabricadas en México, por la Compañía - Ingeniería y Construcciones Hidráulicas, S.A. (con técnicas de la Lock Joint Pipe.Co.).

c).- Tuberías de concreto pretensado (Comecop).- se fabrican por centrifugación y el pretensado longitudinal se obtiene mediante alambres de acero de alta resistencia, estirados entre las extremidades del molde. Se fabrican para diámetros de 100 a 500 cm. y presión de servicio de 16.5, 15.5, 14.5, 10 y 6.5  $\text{Kg/cm}^2$ , de la serie normal. Las tuberías mencionadas son fabricadas en México por la Compañía Mexicana de Concreto Pretensado, S.A., de C.V., con Normas Francesas.

d).- Tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero.- En el año de 1978 fué establecida la Norma de Calidad N.D.M.-C-252, para la fabricación de "Tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero", los cuales están formados por un tubo primario o núcleo (que contiene el alambre de pretensado longitudinal), el cual una vez que ha alcanzado suficiente resistencia a la compresión, se le enrolla el alambre pretensado transversal y finalmente, se protege con un revestimiento de mortero de cemento o de concreto.

La longitud de los tubos varía de 4.0 a 8.0 metros. El diámetro interno es de: 400, 500, 600, 750, 900, 1000, 1050, 1100, 1200, 1350, 1400, 1500, 1800, 2000, 2100, 2500, 300, 3500, 4000, 4500 y 5000 mm. Los tubos tienen juntas del tipo de espiga y campana, hechas de concreto y con un sello de hule.

Los tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero no deberán presentar fugas ni filtraciones al someterse a una presión hidrostática en fábrica igual al 150% de la presión de diseño.

La presión de trabajo será la estipulada en los catálogos de los fabricantes.

e).- Tubos de concreto presforzado con cilindro de acero.- En el año de 1979 fué publicada la Norma de Calidad N.O.M-C-253, para la fabricación de "Tubos de concreto presforzado y con cilindro de acero", los que están constituidos de un cilindro de lámina de acero de anillos soldados a éste en sus extremos, el cual previamente se somete a presión hidrostática y se ahoga en concreto, formándose así el tubo primario ó núcleo. El tubo presforzado se obtiene cuando el tubo primario, una vez que ha alcanzado suficiente resistencia a la comprensión, se le enrolla al alambre pretensado transversal y finalmente se protege con un revestimiento de mortero de cemento o de concreto.

La longitud de los tubos varía de 4.0 a 8.0 metros. Los diámetros internos son los mismos indicados para los tubos sin cilindro de acero. Las juntas de los tubos deben ser del tipo de espiga y/o campana de anillos de acero soldados al cilindro y con un sello de hula.

Todos los tubos no deben presentar fugas ni filtraciones al someterse a una presión hidrostática igual al 150% de la presión de diseño.

La presión de trabajo será la estipulada en los catálogos de los fabricantes.

### C.- OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES PARA LA SELECCION DE TUBERIA.

1.- En los últimos 20 años, las tuberías que más se han empleado en la República Mexicana en conducciones y redes de distribución de localidades urbanas y rurales, son las de asbesto cemento en todos los diámetros comerciales y, en menor cantidad, las de plástico PVC, en diámetros hasta de 150 mm.

2.- Para la conducción y distribución de gastos pequeños y cuando el diámetro sea igual o menor de 150 mm., son recomendables las tuberías de policloruro de vinilo (P.V.C).

3.- Cuando se requieran diámetros superiores a 150 mm., y para presio-

nes menores de 14 Kg/cm<sup>2</sup>., son recomendables las tuberías de asbesto cemento para conducciones y redes de distribución.

4.- Cuando en líneas de conducción se requieran diámetros superiores a 600 mm. y presiones mayores de 10 Kg/cm<sup>2</sup>., el proyectista debe elegir entre tuberías de asbesto cemento, concreto presforzado y acero.

5.- Para conducciones con presiones de trabajo superiores a 14 Kg/cm<sup>2</sup>., se hará el estudio económico entre tuberías de acero y concreto presforzado.

6.- Para tomas domiciliarias son recomendables tuberías de polietileno de alta densidad y, para el cuadro tubo de acero galvanizado, en diámetros de 13 y 19 mm.

Las observaciones y recomendaciones anteriores es el resultado de la experiencia obtenida en los últimos 20 años en obras de abastecimiento de agua potable, recordando que los factores principales que los proyectistas deben tener en cuenta para la selección de tuberías son los siguientes:

- a).- Calidad y cantidad de agua por conducir.
- b).- Características topográficas de la conducción y calidad del terreno por excavar.
- c).- Costos de suministro e instalación.

#### D.- TIPOS DE ACOPLAMIENTOS.

1.- Para tubos de asbesto-cemento.

a).- Juntas Biflex (Mexalit) con 3 anillos.- los dos anillos laterales alojados en sus ranuras sellan el espacio entre el cople y el tubo y, el anillo central también colocado en su ranura, separa los extremos de los tubos quedando estos asegurados contra empujes a tope. Ver anexo 1.

b).- Junta de Super-Simplex (Asbestolit) con 2 anillos de hule.

c).- Cople de presión con dos anillos de hule (Asbestorey).

d).- Junta Uniflex, de macho y campana (Mexalit).

e).- De macho y campana con anillo y retén de hule (Asbestorey).

Los tres primeros tipos de acoplamiento son los más usados para tubos de extremos lisos que son prácticamente los más usados.

2.- Para tubos de plástico PVC.

a).- Con campana integral y anillo de hule.- Esta unión es la que más se ha usado y es la más recomendable.

b).- Con casquillo integral para cementar.- Su uso requiere personal debidamente entrenado, condiciones ideales en obra para lograr una cementación adecuada y deben transcurrir cuando menos 24 horas para poder hacer la prueba de presión interna.

México, D.F., junio de 1980.

FORMULO: ING. LAURO REYNOSO TORRES.

LRT/RET.

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

REDES DE DISTRIBUCION.

Por el Ing. Lauro Reynoso Torres.

1.- OBJETIVO Y REQUISITOS GENERALES.

Definición.- La obra de distribución que se inicia en el tanque de regularización, consiste en una red de tuberías subterráneas por medio de las cuales se distribuye y se entrega el agua hasta las casas de los usuarios. Está constituida por 2 partes principales:

- a).- Instalaciones de servicio público, que comprende la red y las tomas domiciliarias.
- b).- Instalaciones particulares o sea la red interior de distribución de todo edificio.

Un sistema de distribución tiene como finalidad principal suministrar el agua con los siguientes requisitos: en cantidad suficiente, conservando la calidad adecuada, con la presión requerida en todas las zonas por abastecer, con un costo accesible a la economía de los usuarios y que el servicio sea continuo.

- 1.1. Suministro de agua en cantidad suficiente.- El volumen de agua por distribuir se determinará tomando como base los datos de proyecto previamente establecidos para el proyecto del Sistema de Aprovechamiento de Agua Potable. Los datos básicos para el diseño de la red son los siguientes:

Población del último censo oficial:

Población actual, estimada con el plano de predios habitados.

Población de proyecto determinada generalmente para un período económico de proyecto que variará de 10 años a 15 años.



Dotación.- Su valor variará de: de 100 a 150 l/h/día, en función principal del clima y del número de habitantes por servir, para localidades rurales y urbanas pequeñas. Para grandes localidades, se deberán utilizar los valores recomendados en las Normas de Proyectos, de la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la S.A.H.O.P.

Gasto máximo horario determinado en función del gasto máximo diario.  $Q.m.h. = Q.m.d. \times 1.5.$

1.2. Calidad adecuada.- El agua por distribuir debe ser potable; además deberá contener una cantidad de cloro residual que deberá fluctuar entre 0.1 y 0.5 p.p.m.

1.3. Presiones requeridas.- Las presiones que se han de mantener en cualquier punto de la red debe ser suficiente para suministrar una cantidad de agua razonable en los pisos más altos de las casas y fábricas y en los edificios comerciales de no más de 6 pisos. En general, se recomiendan los siguientes valores.

<u>Zonas.</u>	<u>Presión disponible en Kg/cm<sup>2</sup>.</u>
Residencial de 2a.	1.0 a 1.5
Residencial de 1a.	1.5 a 2.5
Comercial.	2.0 a 3.5
Industrial	2.5 a 4.0

La presión máxima de operación, admisible deberá ser de 4.5 Kg/cm<sup>2</sup>, y la carga estática no será mayor de 5.0 Kg/cm<sup>2</sup>.

Para zonas con predios dispersos en localidades pequeñas, se adoptarán presiones disponibles de 1.0 a 0.5 (en los extremos de líneas abiertas).

1.4. Costo adecuado del m<sup>3</sup>. de agua.- El diseño de un sistema de distribu -

ción de agua potable, consiste en la adecuada localización de las tuberías principales y secundarias, así como la acertada elección de sus diámetros y presiones de operación, con el objeto de lograr un suministro adecuado y, fundamentalmente, el costo más bajo posible, ya que generalmente, el importe de esta obra representa un elevado porcentaje del costo total del Sistema de Abastecimiento. El costo del m<sup>3</sup>. de agua se establecerá cuidadosamente tomando en cuenta la situación económica de los usuarios.

- 1.5. Servicio continuo.- Está demostrado que en los sistemas con bombeo intermitente, el consumo es mayor debido al incremento en el desperdicio de agua.

## 2.- DISPOSICIÓN DE LA RED.

Los factores determinantes en el diseño de la red son: la topografía y planimetría de la localidad, el gasto por distribuir y, la situación del tanque de regularización y de la captación o captaciones que se requieran.

- 2.1. En lo que se refiere a la topografía, en general, puede ser conveniente diseñar una sola red de distribución que abastezca cualquier punto de una localidad. En zonas urbanas no siempre conviene tener una red única que cubra todas las calles, unas veces por tener que distribuir aguas de distinta procedencia y que llegan a la localidad a niveles distintos; otra porque no sea posible situar el tanque de regularización de modo que domine toda la zona por abastecer, para dar presiones adecuadas, principalmente cuando el desnivel entre los puntos más altos y bajos es mayor de 50 m. En tales casos la zona por abastecer se dividirá en 2 ó más redes, estudiando la conveniencia de establecer comunicación entre las diversas redes.



2.2. La planimetría es determinante para seleccionar el tipo de red por diseñar. En localidades en que se tiene una zona poblada concentrada y otra dispersa, debe estudiarse cuidadosamente la localización de las tuberías ya que en general, la parte dispersa bastará con una ó unas cuantas líneas abiertas. Los tipos de redes que se tienen generalmente son las siguientes.

Red abierta. - Se recomienda para localidades urbanas pequeñas y rurales donde no se justifique la instalación de tubería en todas las calles, cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permitan tener circuitos cerrados y, principalmente para zonas con predios muy dispersos.

Red de circuitos. - Es el tipo de red más recomendable para localidades urbanas, por su gran flexibilidad de operación; el sentido del escurrimiento se controla fácilmente por medio de válvulas de seccionamiento; se obtiene una mejor distribución de las presiones disponibles, etc.

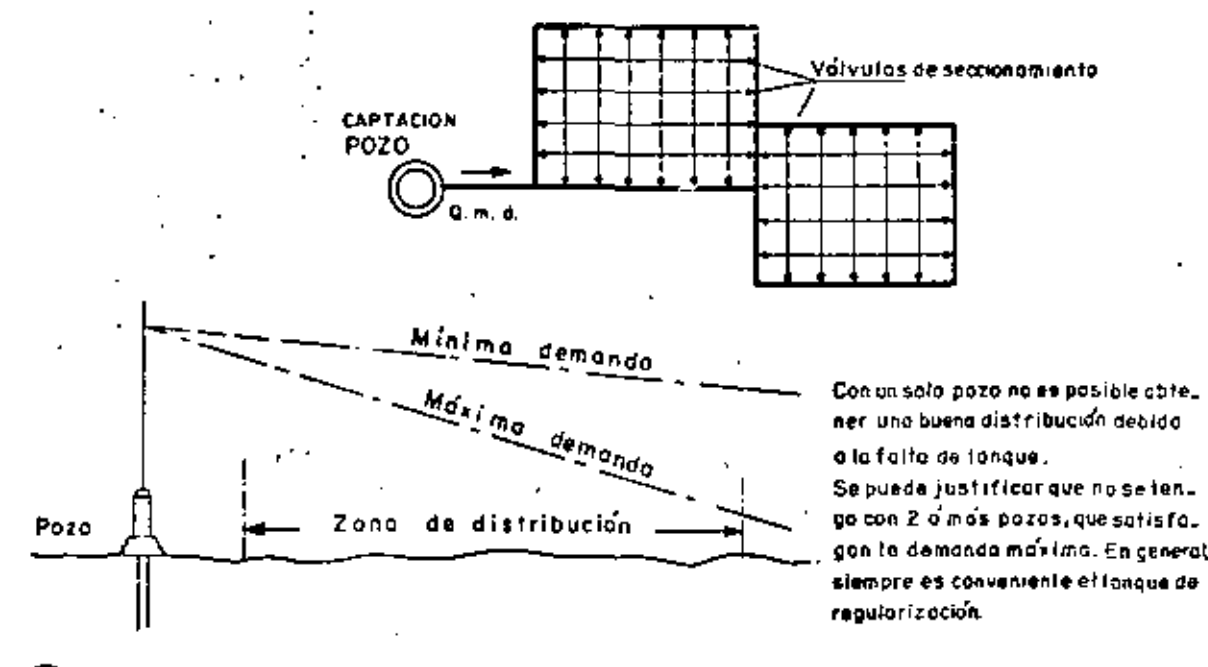
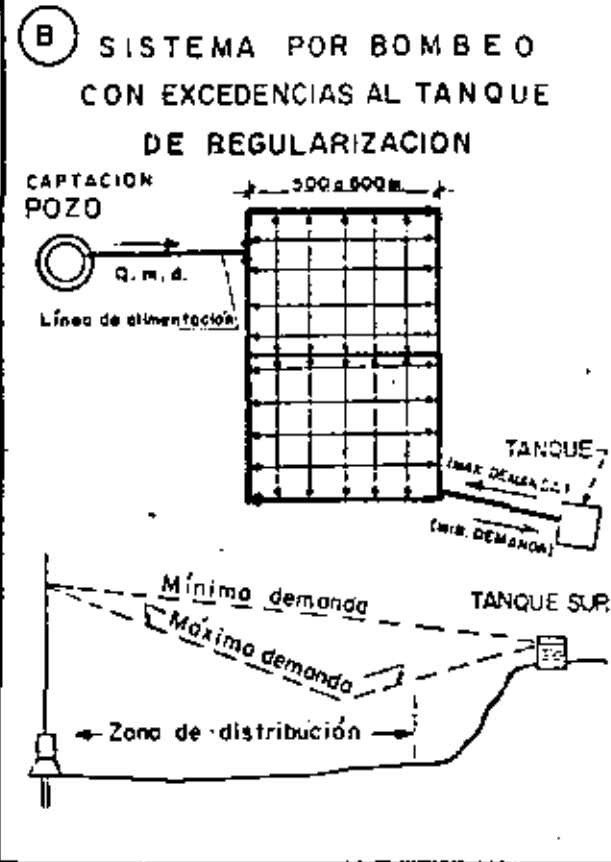
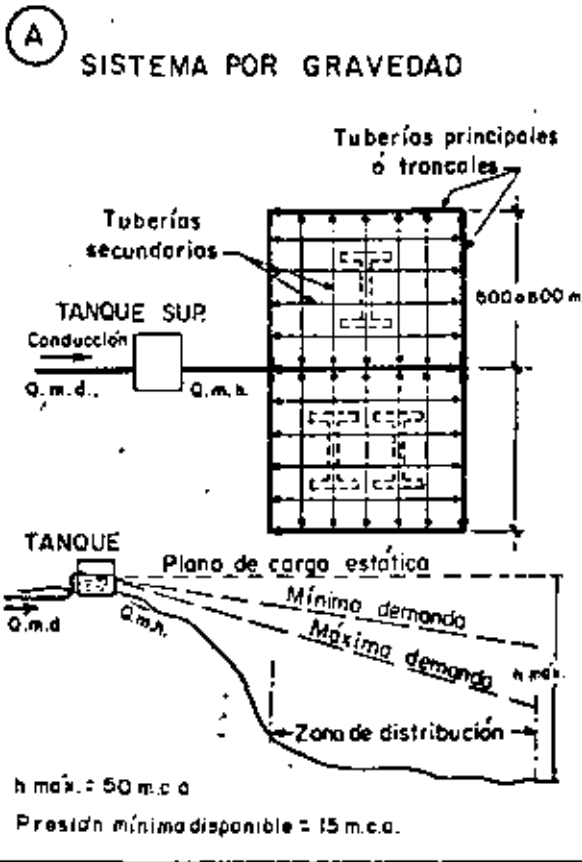
En cualquiera de los casos anteriores, el proyectista debe estudiar cuidadosamente la localización de las tuberías tomando como base el plano de predios habitados, el que se obtendrá en el año en que se efectúe el proyecto, a fin de definir las etapas de construcción inmediata y futura.

2.3. La red se diseña generalmente con el gasto máximo horario, el cual se obtiene en función del gasto máximo diario, adoptando para el coeficiente de variación horaria un valor que fluctúe de 1.3 para localidades urbanas pequeñas a 1.5, para los demás.

2.4. Situación y características del tanque de regularización. - La localización del depósito regulador puede tener las variantes que se indican en el anexo No. 1. Puede ser superficial o elevado, según sea la situación topográfica de la localidad.



# SISTEMAS DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE PARA LOCALIDADES URBANAS PEQUEÑAS



**(C) SISTEMA ABASTECIDO DIRECTAMENTE POR BOMBEO**

2.5.- Situación de la captación con respecto a la red.- La situación de la obra de captación o captaciones que se tengan, influyen en forma notable en el diseño de la red. Las variantes más comunes que se pueden tener están indicados en el anexo No. 1.

### 3.- PROYECTO DE REDES DE PEQUEÑAS LOCALIDADES URBANAS.

Para efectuar el diseño de la red de distribución se deberá contar con el plano topográfico de la localidad y con el plano predial. En ésta deberán estar marcadas las distintas zonas por abastecer (residenciales, comerciales e industriales) y las de futura ampliación.

3.1.- Procedimiento de cálculo.- La secuela de cálculo que se ha usado con más frecuencia para el diseño de la red a base de circuitos, de las localidades urbanas pequeñas es el siguiente:

- a).- Utilizando el plano topográfico y teniendo ya la localización del tanque, se marcan los ejes en todas las calles que se tenga, y en caso de que no estén anotadas las longitudes, se obtendrán éstas con escalímetro.
- b).- Se determina el coeficiente de gasto por metro de tubería, dividiendo el gasto máximo horario entre la longitud de toda la red.
- c).- Se localizan las tuberías principales, tomando en cuenta la topografía, puntos obligados y las separaciones más convenientes entre ellas, de manera que se formen uno, o más circuitos. Enseguida se numeran los cruces que se tengan en las líneas principales. La distancia entre líneas troncales varía de 4 a 6 manzanas.



- d).- Cálculo de los gastos parciales en cada tramo de la red, multiplicando el coeficiente de gasto por su longitud. Se localizan los puntos de equilibrio en cada uno de los circuitos que se tengan.
- e).- Se efectúa una suposición de escurrimientos en la red, a partir de los puntos en que se deriven tuberías secundarias de las troncales y se obtienen los gastos que salen de ellos.
- f).- Cálculo de los gastos acumulados en los tramos de las tuberías principales, a partir de los puntos de equilibrio.
- g).- Estimación de los diámetros de las tuberías principales. Se puede utilizar la siguiente expresión para las estimaciones preliminares:

$$d = 1.3 \sqrt{Q}$$

en donde:

d = diámetro de la tubería en m.

Q = gasto acumulado del tramo en m<sup>3</sup>/seg.

El diámetro mínimo para las tuberías principales de redes de localidades urbanas pequeñas es de 75 mm. (3").

- h).- Utilizando la tabla que se anexa (ver plano con clasificación V.C. 1918), se tabulan los siguientes datos: el número del circuito por analizar, que será el más próximo al tanque de regularización, los tramos considerados a partir del punto-



de alimentación y, su longitud, gasto acumulado y diámetro supuesto, para las dos ramas del circuito; enseguida, se anotan los datos de los demás circuitos. Previamente, se deben consignar en la tabla los datos de la línea de alimentación y la cota de terreno del tanque.

- 1).- Cálculo hidráulico.— Tabulados los datos mencionados, se determina la pérdida de carga por fricción para cada tramo utilizando el nomograma de la fórmula de Manning. A continuación, se obtiene la suma de pérdidas de carga para las 2 ramas del circuito o circuitos que se tengan. Es de suponer que al primer tanteo no es posible llegar con la misma pérdida de carga pero mediante correcciones sucesivas a los diámetros supuestos es posible llegar a los puntos de equilibrio con una diferencia de pérdida de carga por fricción pequeña (menos de un metro) lográndose así el ajuste del funcionamiento hidráulico de la red.

Cuando lo anterior no se logra, el procedimiento deja un margen de incertidumbre bastante grande, ya que es muy difícil tratándose de una red hacer una suposición concreta de la distribución de los escurrimientos en las diversas tuberías; entonces, se procede a calcular los errores contenidos en la distribución, aplicar las correcciones consiguientes y repetir el procedimiento hasta que la pérdida de carga por cualquier camino recorrido sea la misma o insignificante. Esto se logra aplicando el método de aproximaciones sucesivas de Hardy Cross.

Método de Hardy Cross.— Consiste en reunir los datos básicos como se indica

en el inciso (h) y, en obtener las pérdidas de carga en las ramas de los circuitos y hacer las correcciones que sean necesarias, a los diámetros supuestos, como se indicó al principio del inciso (i); enseguida, se determinan las diferencias de pérdida de carga con que se llega a los puntos de equilibrio en cada uno de los circuitos que se tienen, se aplican las correcciones consiguientes y se determinan nuevamente las pérdidas de carga en cada tramo de las tuberías principales. Se repite el procedimiento hasta que las pérdidas de carga que se tengan en las dos ramas de cada circuito sean prácticamente iguales.

Permaneciendo los diámetros supuestos fijos, la corrección se hace en el gasto aumentándolo o disminuyéndolo en uno o en otro sentido según lo indique la corrección "q", cuyo valor está dado por la siguiente expresión:

$$q = - \frac{H_1 - H_2}{N \sum \frac{H}{Q}}$$

en donde:

q = gasto de corrección en l.p.s.

$H_1$  y  $H_2$  = pérdidas de carga por fricción para cada una de las ramas, en metros.

N = exponente del gasto de la fórmula que se usó para la determinación de las pérdidas de carga. Para la fórmula de Manning vale 2 y para la de Williams y Hazen 1.85.

$\frac{H}{Q}$  = suma total, de los cocientes entre la pérdida de carga y el gasto acumulado de cada tramo, de las 2 ramas de los circuitos.

Generalmente, con 2 correcciones que se hagan se obtiene el ajuste del funcionamiento hidráulico en redes de localidades urbanas pequeñas.

Logrado el ajuste del funcionamiento hidráulico de la red, se anotan en las tablas de cálculo las elevaciones de terreno para cada uno de los tra-



mos considerados; enseguida se obtienen las cotas piezométricas (considerando el tanque vacío) que se tienen al final de cada tramo y, finalmente, las cargas de presión disponibles en las tuberías principales, las que deberán estar comprendidas entre los valores recomendados en la hoja No. 2.

En caso contrario, se procederá a efectuar las modificaciones que sean necesarias, de preferencia variando el diámetro de las tuberías o modificando si es posible la elevación del tanque de regularización.

j).- Terminando el cálculo hidráulico de la red, se marcan en el plano de diseño de la red (el topográfico) las tuberías principales, haciendo la representación en forma simbólica de acuerdo con los diámetros aceptados en el cálculo. A continuación se establece el diámetro para las tuberías secundarias de la red, el cual puede ser de 50 mm. (2") como mínimo y de 75 mm. (3") como máximo, marcándose simbólicamente en el plano.

Se anexa el plano V.C. 1961, que muestra los signos convencionales para tuberías de redes de distribución de agua potable.

3.2.- Accesorios de la red.- Los accesorios que generalmente se tienen en redes de localidades pequeñas son, principalmente, válvulas de seccionamiento y, en algunos casos, válvulas reductoras de presión e hidrantes para toma pública. Estos se deben usar solamente con carácter transitorio en zonas con predios dispersos.

Las válvulas de seccionamiento se localizan sobre las tuberías principales a distancias de 400 a 600 metros y en las secundarias, en los puntos de conexión a las líneas troncales, con el objeto de permitir aislar sectores del sistema de distribución, con una interrupción mínima del servicio, para hacer reparaciones, conexiones de tomas, etc.

Se recomienda estudiar con todo cuidado la situación de las válvulas de manera que para aislar un sector, el número de ellas por cerrar no sea -

mayor de 6 de preferencia; además se tenderá a utilizar el menor número posible de estos accesorios.

En localidades rurales se pueden construir "Unidades Agua", las que -  
daban constar de: hidrantes, sanitario para hombres y mujeres, lavaderos, tendero y corral de niños.

Preparado el plano del proyecto como se indicó en el inciso (j) y localizadas las válvulas de seccionamiento, se procede a terminar la numeración de los cruceros de toda la red; además, tomando como referencia el plano de predios habitados, se marcan las etapas de construcción inmediata y futura. Hecho esto, se procede a efectuar el diseño de cruceros.

3.3.- Otros métodos de cálculo.- Existen otros procedimientos para determinar el comportamiento hidráulico de una red de distribución de agua potable. Algunos de ellos proporcionan resultados no muy aceptables; sin embargo, pueden ser tomados como una base para la aplicación posterior de métodos más precisos. Otros se emplean para simplificar o complementar la aplicación de los procedimientos más comúnmente empleados como el de Hardy Cross; finalmente se pueden utilizar métodos en los que el cálculo se efectúa por medio de analogías.

#### 4.- DISEÑO DE CRUCEROS.

Terminado el plano de diseño de la red como se indicó en el inciso (j), localizados los accesorios de la red, numerados debidamente todos los cruceros de la red, de acuerdo principalmente con las etapas de construcción inmediata y futura establecidas, se procede a efectuar el proyecto de cruceros.

Las uniones de las tuberías se diseñan por medio de piezas especiales como son: cruces, tes, codos, reducciones, juntas Gibault y Universales



G.P.B., terminales, etc. pueden ser de fierro fundido y de plástico rígido P.V.C.

Las piezas de fierro fundido se fabrican para diámetros de 30 mm. (1 1/2") en adelante, para presión de trabajo de 10.5 Kg/cm<sup>2</sup>, y es posible disponer para su adquisición en forma más o menos rápida, de una gran variedad de tipos y combinación de diámetros.

Las piezas de P.V.C., se fabrican generalmente, para diámetros comprendidos entre 38 mm. (1 1/2") y 150 mm. (6").

Para el diseño de los cruceros se utilizan los símbolos para piezas especiales que se muestran en los planos V.C. 1936 y V.C. 1937.

#### 5.- TOMAS DOMICILIARIAS.

La toma domiciliaria es la instalación con la que se hace la entrega del agua a los usuarios, hasta el interior de sus casas, haciendo la derivación de las tuberías de la red y su conexión al sistema de distribución de cada edificio, donde termina el cuadro de la toma.

Una toma domiciliaria está constituida por tuberías, accesorios y el medidor. En los últimos 15 años, las tomas que más se han usado en nuestro medio (sin considerar el Distrito Federal), son las indicadas en los planos V.C. 1975 y V.C. 1959, que corresponden respectivamente a los tipos 4C y 4D que utilizó en las obras de abastecimiento de Agua Potable la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, de la S.A.H.O.P.

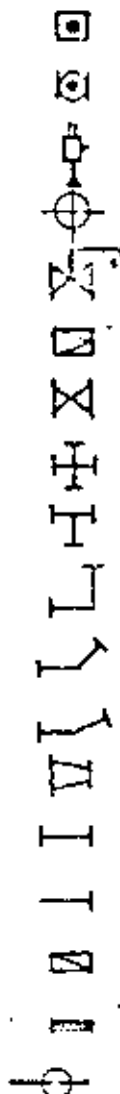
FORMULO: Profesor Ing. Laura Reynoso Torres.

México, D.F., junio de 1983.

151/1111

# SIGNOS CONVENCIONALES DE PIEZAS ESPECIALES

- Válvula reductora de presión \_\_\_\_\_
- Válvula de altura \_\_\_\_\_
- Válvula divisora de presión \_\_\_\_\_
- Válvula para expulsión de aire \_\_\_\_\_
- Válvula de flotador \_\_\_\_\_
- Válvula de retención (check) de f.f. con brida \_\_\_\_\_
- Válvula de sincronamiento de f.f. con brida \_\_\_\_\_
- Cruz de f.f. con brida \_\_\_\_\_
- Tee de f.f. con brida \_\_\_\_\_
- Codo de 90° de f.f. con brida \_\_\_\_\_
- Codo de 45° de f.f. con brida \_\_\_\_\_
- Codo de 22°30' de f.f. con brida \_\_\_\_\_
- Reducción de f.f. con brida \_\_\_\_\_
- Carrete de f.f. con brida (corto y largo) \_\_\_\_\_
- Extremidad de f.f. \_\_\_\_\_
- Tapa con cuerdo \_\_\_\_\_
- Tapa ciega de f.f. \_\_\_\_\_
- Junta Gibault \_\_\_\_\_



## PIEZAS ESPECIALES G.P.B.

- Válvula Volflex J.J. (con 2 juntas universales G.P.B.) \_\_\_\_\_
- Válvula Volflex B.J. (con una brida y una junta universal) \_\_\_\_\_
- Válvula reducción Volflex B.J. (con una brida y una junta universal) \_\_\_\_\_
- Junta Universal G.P.B. \_\_\_\_\_
- Terminal G.P.B. \_\_\_\_\_
- Reducción G.P.B.-B.B. (con 2 bridas planas) \_\_\_\_\_
- Reducción G.P.B.-B.J. (con una brida y una junta universal) \_\_\_\_\_

**NOTAS:** Los signos convencionales para piezas de extremas lisas o con cuerdo, serán los mismos, pero sin dibujar el bolín que indica la brida. Estas piezas se emplearán en tubería de 150 mm y más de diámetro, salvo que se indique lo contrario.

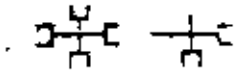
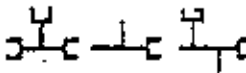




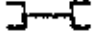
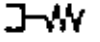



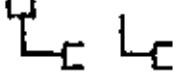
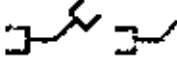
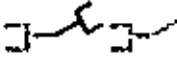
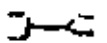
Como: (Ver 36)  
Este plano de la al. V.C. 1936

115

37

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS  
 DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE  
 AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO  
 SUBDIRECCION DE PROYECTOS

SIGNOS CONVENCIONALES PARA PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C.

CRUZ _____	
TE _____	
EXTREMIDAD CAMPANA _____	
EXTREMIDAD ESPIGA _____	
REDUCCION CAMPANA _____	
REDUCCION ESPIGA _____	
COPLE DOBLE _____	
ADAPTADOR CAMPANA _____	
ADAPTADOR ESPIGA _____	
TAPON CAMPANA _____	
TAPON ESPIGA _____	
CODO DE 90° _____	
CODO DE 45° _____	
CODO DE 22°30' _____	
ADAPTADOR AG-PVC _____	

NOTAS:

- 1- El signo D- indicado en las piezas de PVC, representa la campana o adaptador con unido de hule.
- 2- Las piezas de PVC, se fabrican de diámetros nominales interiores, de 32 a 315 mm. para clases 10 y 20 (presión de trabajo en kg/cm<sup>2</sup>), según NOM-001-82/1978, de la Dirección General de Normas y las correspondientes especificaciones de B. Trans. Compañía de Ingeniería, México, D.F.
- 3- El signo AW significa agua.

Este Plano Anula y Substituye al V.C. 1648

Ing. E. Montalongo

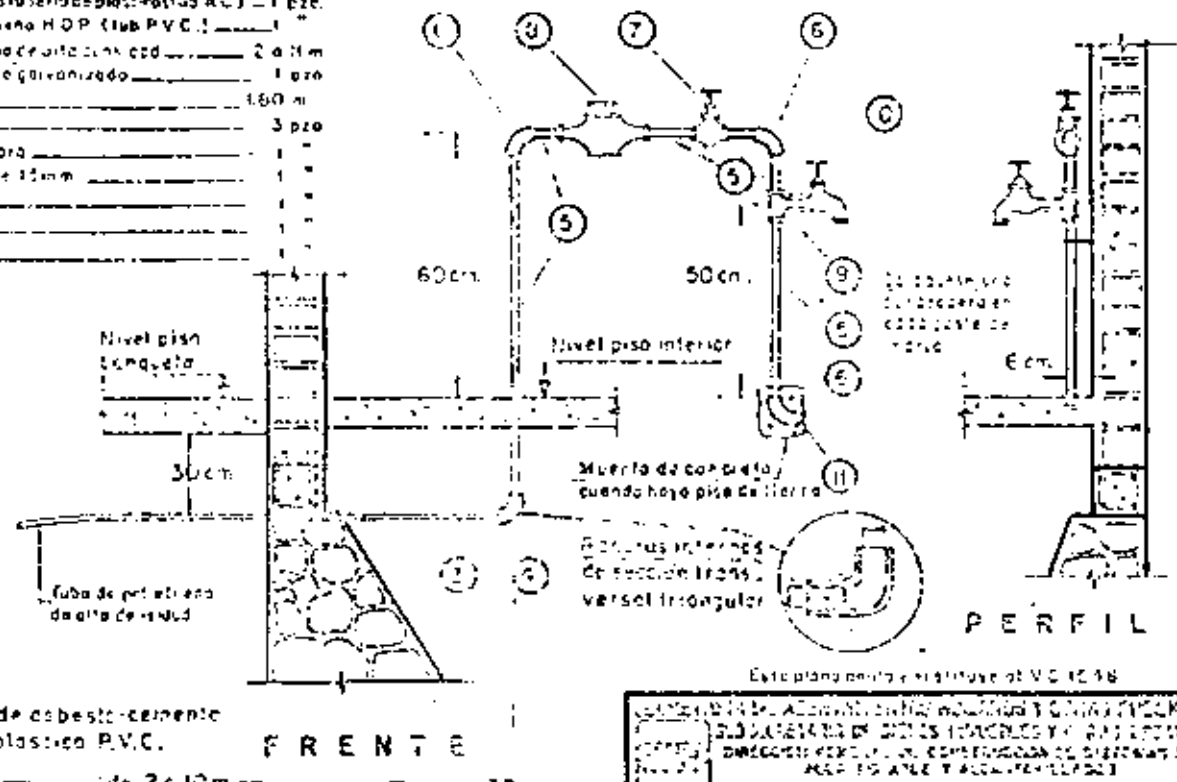
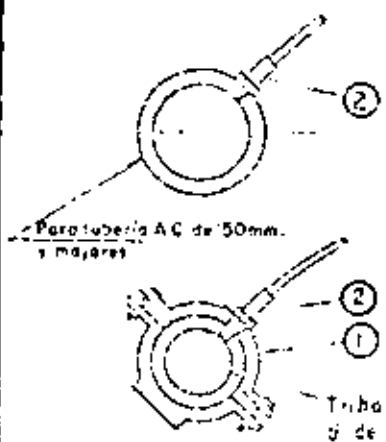
Diseño

D.R.P.

Fecha: _____	
Ing. L. Reynoso T.	Ing. A. Cano V.
Mex. D.F. Sep. 1978	V.C. 1037

**MATERIALES PARA TOMA DE 13 mm.**

- 1- Abranzadera de inserción de lazo para tubo de AC ..... 1 pza
- Abranzadera de PVC para tubo de PVC ..... 1 pza
- 2- Inertal rasco de bronce anti-ferro para tubería de plástico (tubo AC) ..... 1 pza
- Corrector de nivelador PT, para polietileno HDP (tubo PVC) ..... 1
- 3- Tubo de plástico flexible de polietileno de alta densidad ..... 2 a 10 m
- 4- Codo curvado de polietileno o acero galvanizado ..... 1 pza
- 5- Tubo de acero galvanizado ..... 1.60 m
- 6- Codo de 90° de acero galvanizado ..... 3 pza
- 7- Trave de gable de bronce, rasco de fibra
- 8- Trave de 15 mm para travas de 15 mm
- 9- Tapa de acero galvanizado
- 10- Llave de 1/2" para el manómetro
- 11- Tapa de metal



**NOTAS.-**

- 1- Las abrazaderas de inserción se utilizarán únicamente en las tuberías de AC con diámetros de 50, 60, 75 y 100 mm, clase A-E. Las tuberías de 50, 60 y 75 mm, A-7.
- En tuberías de plástico PVC se utilizarán abrazaderas de PVC.
- 2- El corrector de nivelador para el polietileno HDP se usará en tuberías de 13 y 19 mm.
- 3- El tubo de plástico flexible de polietileno de alta densidad se usará en tuberías de 13 y 19 mm.

COMITÉ NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y CENSO DE MÉXICO  
 SUBSECRETARÍA DE MÉTODOS TECNOLÓGICOS Y MATERIALES  
 DIRECCIÓN GENERAL DE ESTADÍSTICA Y CENSO DE MÉXICO  
 DIRECCIÓN DE MÉTODOS TECNOLÓGICOS Y MATERIALES  
 DIRECCIÓN DE MÉTODOS TECNOLÓGICOS Y MATERIALES

**TOMA DOMICILIARIA TIPO 4-C  
 PLÁSTICO FLEXIBLE Y ACERO GALVANIZADO**

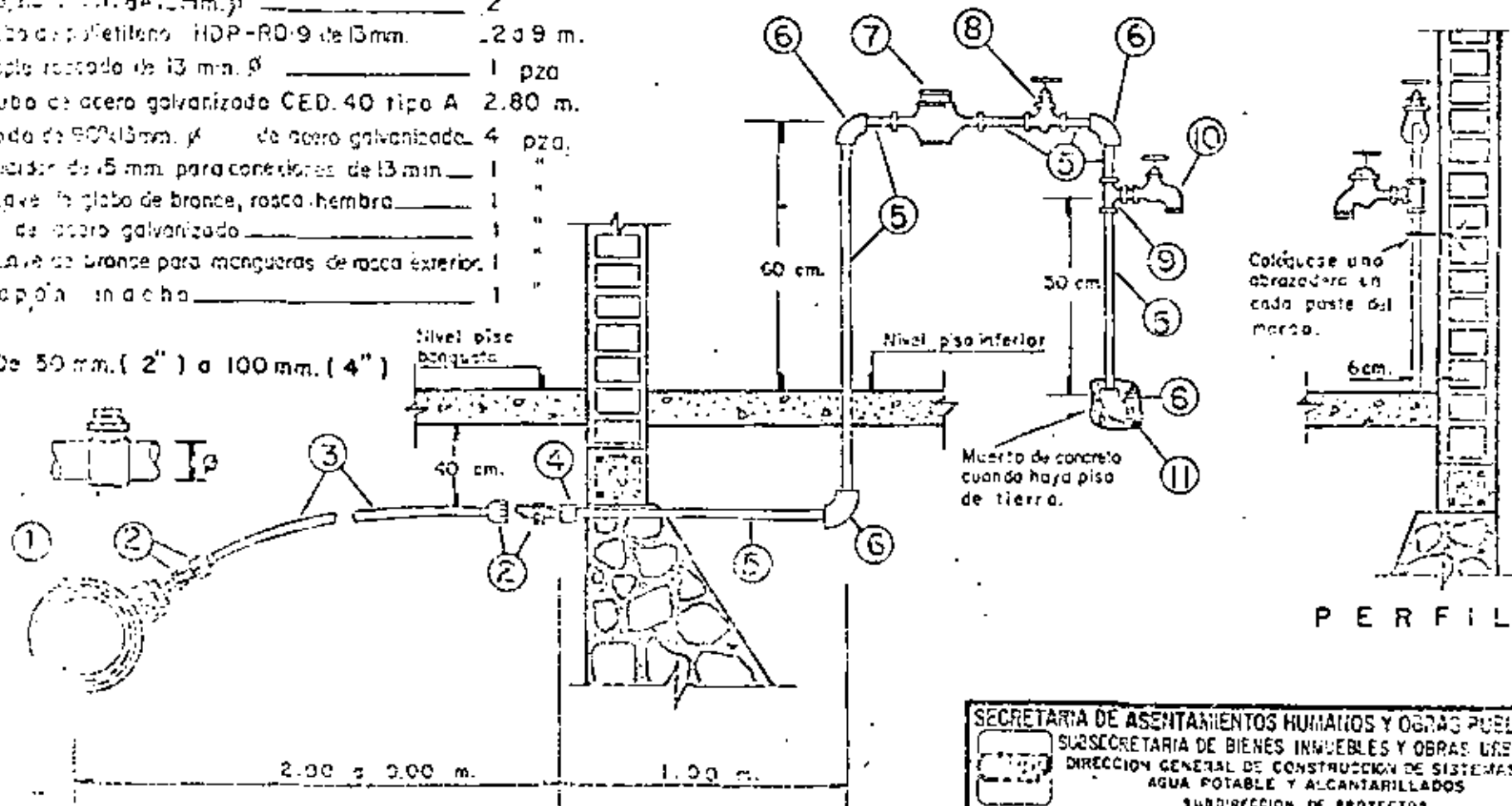
Nombre	Apellido	Profesión
Dirección		
Código Postal		
Municipio		
Estado		
Módulo de Admisión		
M.C. 473		

H/C

# MATERIALES PARA TOMA DE 13 mm.

- 1- Abrazadora de P.V.C. \_\_\_\_\_ 1 pza.
- 2- Sopleador P.T. de 13mm.  $\phi$  \_\_\_\_\_ 2 "
- 3- Tubo de polietileno HDP-RD-9 de 13mm. \_\_\_\_\_ 2 o 9 m.
- 4- Copla roscada de 13 mm.  $\phi$  \_\_\_\_\_ 1 pza.
- 5- Tubo de acero galvanizado CED. 40 tipo A \_\_\_\_\_ 2.80 m.
- 6- Codo de 90 $\phi$  13mm.  $\phi$  de acero galvanizado \_\_\_\_\_ 4 pza.
- 7- Reductor de 15 mm. para conexiones de 13 mm. \_\_\_\_\_ 1 "
- 8- Llave de globo de bronce, rosca hembra \_\_\_\_\_ 1 "
- 9- Te de acero galvanizado \_\_\_\_\_ 1 "
- 10- Llave de bronce para mangueras de rosca exterior \_\_\_\_\_ 1 "
- 11- Tapa plana de bronce \_\_\_\_\_ 1 "

3 : De 50 mm. ( 2" ) a 100 mm. ( 4" )



F R E N T E

P E R F I L

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS  
 SUBSECRETARIA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS  
 DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE  
 AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS  
 SUBDIRECCION DE PROYECTOS

**TOMA DOMICILIARIA TIPO 4-D**  
**PLASTICO FLEXIBLE Y ACERO GALVANIZADO**

Contorno: *[Handwritten signature]*  
 Director de Proyectos  
 Ap. Ob. *[Handwritten signature]*  
 Subdirector de Proyectos

México DE Abril de 1973

V.C. 1459

FORMO: *[Handwritten signature]*  
 REVISO: *[Handwritten signature]*  
 Ing. Carlos H. Martínez P. Ing. Ricardo Pochiano

ANULA Y SUSTITUYE AL V.C. 1736

Genaro García G.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO  
DE AGUA**

**INSTRUCTIVO DEL USO DEL PROGRAMA ESTÁTICO  
PARA EL CÁLCULO DE CARGAS Y GASTOS EN RED  
DE TUBOS**

**ING. HECTOR MERINO GUEVARA**

**OCTUBRE 1982**

INSTRUCTIVO DEL USO DEL PROGRAMA "ESTATICO" PARA EL CALCULO DE CARGAS Y GASTOS EN RED DE TUBOS.

Primera tarjeta: NUDOS, NUTRA, NTPTA, NTA, NTINA, NUDOS 1, NICAL

NUDOS : Número de nudos  
 NUTRA : Número de tramos  
 NTPTA : Número de tramos asociados a tanques  
 NTA : Número de tanques (nudos de carga constante)  
 NTINA : Número de nudos con demanda conocida  
 NUDOS 1: Número más grande dado en la numeración de los nudos  
 NICAL : Número de iteraciones (se recomienda 10)

FORMATO: 1615

Segunda tarjeta: OMEGA, TOL, NIT, VATAN

OMEGA: Factor del método SOR. se recomienda 1.85  
 TOL : Tolerancia en el método SOR. se recomienda 0.01  
 NIT. : Número de interacciones en el método SOR, se recomienda 200  
 VATAN: Coeficiente que afecta a los consumos

FORMATO: 2 F10.0, 15, F10.0

Siguientes tarjetas: J, (NUD (I, K), K=1,2), ELE, DIAM, ENE  
 (una por cada tubo)

J : Número del tubo (o tramo)  
 NUD(I,1) : Número del extremo 1 del tubo  
 NUD(I,2) : Número del extremo 2 del tubo  
 ELE : Longitud del tubo, en metros

DIAM : Diámetro del tubo, en metros  
 ENE : Coeficiente de fricción de Manning

FORMATO: 3I5, 3F10.0

**NOTAS:**

- a) La numeración de los nudos es arbitraria
- b) La numeración de los tubos es arbitraria; para los tubos conectados a tanques, el NUD (I,1) deberá ser el número de nudo del tanque
- c) Los tubos ligados a tanques se colocan al final

Siguientes tarjetas: NTAN(I), B(I), COTAN(I)

(una por tanque)

NTAN(I) : Número del nudo donde se ubica el tanque

B(I) : Carga del tanque, en metros (cota topográfica + nivel en el tanque)

COTAN(I): Cota topográfica del tanque en metros

FORMATO: 15,7F10.2

Siguientes tarjetas: NTIN(J), QD(J), COTAN(J)

(una por nudo con demanda)

NTIN(J): Número del nudo con demanda

QD(J) : Demanda del nudo NTIN(J) en  $m^3/s$

COTAN(J): Cota topográfica del nudo NTIN(J)

FORMATO: 15, 7F10.2

Resultados del programa:



- a) Datos de cada tubo de la red
- b) Datos de carga constante
- c) Datos de gastos de entrada o salida (demanda) y su correspondiente nudo
- d) Configuración de la red de tubos

Para cada iteración que realiza el programa

- e) Gastos en los tubos indicando su sentido
- f) Cargas piezométricas y cargas sobre el terreno de cada nudo de la red

NOTA:

Los resultados de la iteración número 10 son los que se deben tomar en cuenta como la solución.

LISTADO DEL PROGRAMA ESTÁTICO



```

      GO TO 80
1  IF (OTAN, F(0,0,151)) GO TO 2
   IF (OTAN, F(0,0,159)) GO TO 3
   IF (OTAN, F(0,0,51)) GO TO 40
   IF (OTAN, F(0,0,79)) GO TO 5
   IF (OTAN, F(0,0,91)) GO TO 11
   IF (OTAN, F(0,0,93)) GO TO 7
   IF (OTAN, F(0,1,27)) GO TO 6
   IF (OTAN, F(0,1,83)) GO TO 60
* 2 SLBZSLBZ+FLB
   DZDZTAN
   GO TO 80
   3 SLBZSLBZ+FLB
   DZDZTAN
   GO TO 80
* 40 SLBZSLBZ+FLB
   DZDZTAN
   GO TO 80
* 5 SLBZSLBZ+FLB
   DZDZTAN
   GO TO 80
* 6 SLBZSLBZ+FLB
   DZDZTAN
   GO TO 80
* 11 SLBZSLBZ+FLB
   DZDZTAN
   GO TO 80
* 7 SLBZSLBZ+FLB
   DZDZTAN
   GO TO 80
* 8 SLBZSLBZ+FLB
   DZDZTAN
   GO TO 80
80  NLBZ SLBZ+FLB
   DZDZTAN
12  CONTINUE
   NVZ(1,13,73)
   NVZ(1,13,72)
   DO 113 131,133
      NVZ(1,73)= NVZ(13,133)+OTAN(1)
      NVZ(1,72)= NVZ(13,73)+OTAN(1)
115  CONTINUE
   DO 110 131,133
      NVZ(13,133)
      NVZ(13,73)
      NVZ(13,72)= NVZ(13,133)+OTAN(1)
      NVZ(13,73)= NVZ(13,72)+OTAN(1)
110  CONTINUE
   NVZ(13,73)= NVZ(13,72)+OTAN(1)
   NVZ(13,72)= NVZ(13,73)+OTAN(1)
20  CONTINUE
   NVZ(13,133)= NVZ(13,73)
   NVZ(13,73)
   NVZ(13,72)
   NVZ(13,71)
   DO 112 131,133
      NVZ(13,133)
      NVZ(13,73)
      NVZ(13,72)
      NVZ(13,71)
   112  CONTINUE
   NVZ(13,71)= NVZ(13,72)+OTAN(1)
   NVZ(13,72)= NVZ(13,71)+OTAN(1)
   NVZ(13,71)
   GO TO 80

```

```

68 11=1111
   110011111111
   1111=2
   110011111111
   1111111111
69 10 (0111)110111 10 10 69
   11001111111111
   10 10 10
70 11=1111
   110011111111
   1111=2
   110011111111
   1111111111
71 110011111111
   11001111111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
72 110011111111
   11001111111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
73 110011111111
   11001111111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
74 110011111111
   11001111111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111
   110011111111
   1111111111

```

```

169 CONTINUE
GO 174 I=1,NTA
J=NTA+1
170 M(J)=1/I
I=I+1
NICAL=NTCAL+1
I=I+1
GO 122 I=1,NTC
M(I,1)=1
122 K(I,1)=1
GO 124 J=1,OUTKZ
K=K+1(I,1)
L=K+1(I,2)
M=K+1(I)+1
K(I,K)=M
JL=K+1(I)+1
K(I,JL)=JL
M(K,JL)=1
M(JL,JL)=1
124 CONTINUE
GO 172 I=1,NTC
M(I,1)=0
K(I)=0
142 K(I,1)=1
GO 174 I=1,NTA+1
J=NTA+1
150 P(I)=M(I,1)
GO 44 J=1,OUTKZ
K=K+1(I,1)
L=K+1(I,2)
M=K+1(I)+1
JL=K+1(I)+1
K(I,K)=M
K(I,JL)=JL
M(K,JL)=M(I,1)
IF (M=0,57,1,151) GO TO 144
ALF(I)=M(I,1)
GAM(I)=M(I,1)
GO TO 152
144 ALF(I)=1.7*(M(I,1)+GAM(I))
GAM(I)=M(I,1)+.5
152 M(K,1)=M(I,1)+ALF(I)
M(L,1)=M(I,1)+ALF(I)
M(I,1)=ALF(I)
M(I,JL)=ALF(I)
P(I)=M(K,1)+GAM(I)
P(I)=M(L,1)+GAM(I)
97 CONTINUE
GO 46 I=OUTKZ,OUTKZ
K=K+1(I,1)
L=K+1(I,2)
M=K+1(I)+1
IF (M=0,57,1,153) GO TO 95
ALF(I)=0.01
GAM(I)=1.
GO TO 97
95 ALF(I)=1.7*(M(I,1)+GAM(I))
GAM(I)=M(I,1)+.5
97 M(I,1)=M(I,1)+ALF(I)
M(I,1)=M(L,1)+M(I,1)+ALF(I)+GAM(I)
45 CONTINUE

```



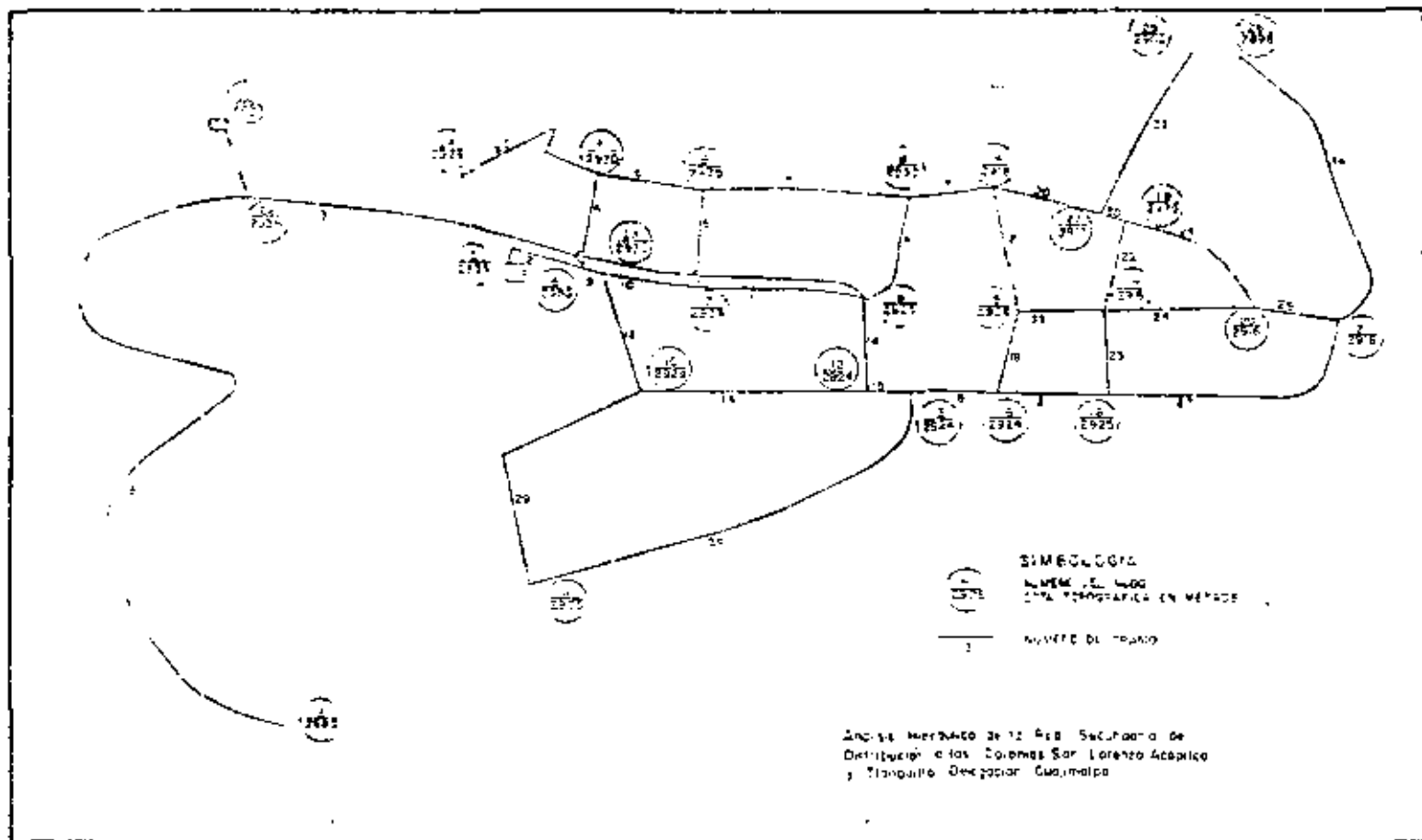
```

10 CONTINUE(15)
20 CONTINUE(10,3)
25 CONTINUE(5,7E10,0)
30 FORMAT(77,04X,'CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA RED',77)
40 FORMAT(19X,'TIPO',10X,'MOMOS QUE SE VAN A USAR','LONGITUD',10X,'FIJAS EN
1',10X,'COEFICIENTE DE PUNTAJE')
41 FORMAT(58X,'(1)',15X,'(2)')
50 FORMAT(315,3E10,0)
70 FORMAT(20X,13,12X,13,2X,13,10X,2X,11X,5X,0,10X,5X,4)
71 FORMAT(2251X,'MOMOS DE CARGA CONSTANTE DE DEFES',77)
72 FORMAT(4X,'MOMOS',12X,'CARGA',6X,'10X,'MOMOS INCREMENTAL (R)',7)
73 FORMAT(04X,13,53X,43,5,15X,51X,2)
74 FORMAT(111X,'MOMOS CON VALOR DE 20,500 EN C. TERRESTRE (-)',77,04X,
1'MOMOS',20X,'CASO (0375)',77)
75 FORMAT(77,02X,'NO DE LINEAS',77)
76 FORMAT(2X,'MOMOS',2X,'MOMOS AL',1X,'MOMOS',0X,'MOMOS AL',0X,'COM
1E',1X,'MOMOS AL',0X,'MOMOS AL',0X,'MOMOS AL',0X,'MOMOS AL',0X,'MOMOS
2A',1X,'COMO',51X)
77 FORMAT(10X,'MOMOS',77,'MOMOS',77,'MOMOS',77,'MOMOS',77,'MOMOS',77,'MOMOS',77,'MOMOS',77)
80 CONTINUE(13,07,13,11(70,14))
870 CONTINUE(7,11X,'GASTOS',5X,'EN',6X,'LUBRICA',10X,'MOMOS',22X,'CARGAS',
10X,'EN',6X,'LUBRICA',10X,'MOMOS',77)
871 FORMAT(15X,'TIPO',06X,'GASTOS',8X,'SOBRE C. TERRESTRE',20X,'MOMOS',3X,'MI
10X,'REFINERIA',7X,'CARGA TOTAL',7)
880 FORMAT(15X,13,04X,56,3,12X,14,30X,13,5X,57,0,15X,57,2)
890 FORMAT(7777,5X,'CALCULO DE',1X,13,7)
900 STOP
910
920 ROUTINE GROSS (10,08)
930 DIMENSION Y(384)
940 COMMON /GROSS/, I(5,4), J(5,0,1), K(3,0), L(5,0), P(76), T(1,10)
950 K(0) =
960 P =
970 Q =
980 R =
990 S =
1000 TCC = TCC + 1
1010 DO 30 I= 1,MOMOS
Y(I) = 0.
X(I) = CAS(I)
DO 20 J= 1,03
K = K(I,J)
20 Y(I) = Y(I) + A(I,J) * X(K)
X(I) = (Y(I) - Y(I) / Z(I))
FP = 0.5 * E * X(I)
F = A(I)(Y(I)) + X
30 W(I) = W(I) + F
IF (EULT, TCC) GO TO 10
IF (X'G.EU.MIT) GO TO 15
GUE = F
G = 1.7 * G
35 TCC = 2.7 * (1 + S * (1 - 1 / F))
40 TCC = 1.4 * (1 + S) * W * L * G * E
50 PRINT(139X,'MOMOS DE INFORMACION',13,04X,'OMEGA =',5X,2,11X,'TERRO
13,04X,5X,1)
70 CONTINUE(2X,'TERRO =',10,5,77)
80 TCC =
900
910

```



EJEMPLO DE UNA RED DE DISTRIBUCION



## PARTICULARES DEL FONDO DE LA HUA

	N.º	L.º	AREA (M <sup>2</sup> )	VALOR (M <sup>2</sup> )	COEFICIENTE DE VALOR (M <sup>2</sup> )
1	27	1	512,00	21	.0145
2	28	1	73,00	11	.0145
3	29	1	40,00	10	.0145
4	30	1	58,00	11	.0145
5	31	1	10,00	10	.0145
6	32	24	10,00	10	.0145
7	33	7	74,00	10	.0145
8	34	9	50,00	10	.0145
9	35	1	44,00	10	.0145
10	36	10	100,00	10	.0145
11	37	12	57,00	10	.0145
12	38	11	10,00	10	.0145
13	39	12	50,00	10	.0145
14	40	12	20,00	10	.0145
15	41	12	20,00	10	.0145
16	42	12	20,00	10	.0145
17	43	12	20,00	10	.0145
18	44	27	50,00	10	.0145
19	45	12	20,00	10	.0145
20	46	12	20,00	10	.0145
21	47	12	20,00	10	.0145
22	48	12	20,00	10	.0145
23	49	12	20,00	10	.0145
24	50	12	20,00	10	.0145
25	51	12	20,00	10	.0145
26	52	12	20,00	10	.0145
27	53	12	20,00	10	.0145
28	54	12	20,00	10	.0145
29	55	12	20,00	10	.0145
30	56	12	20,00	10	.0145
31	57	12	20,00	10	.0145
32	58	12	20,00	10	.0145
33	59	12	20,00	10	.0145
34	60	12	20,00	10	.0145
35	61	12	20,00	10	.0145
36	62	12	20,00	10	.0145
37	63	12	20,00	10	.0145
38	64	12	20,00	10	.0145
39	65	12	20,00	10	.0145
40	66	12	20,00	10	.0145
41	67	12	20,00	10	.0145
42	68	12	20,00	10	.0145
43	69	12	20,00	10	.0145
44	70	12	20,00	10	.0145
45	71	12	20,00	10	.0145
46	72	12	20,00	10	.0145
47	73	12	20,00	10	.0145
48	74	12	20,00	10	.0145
49	75	12	20,00	10	.0145
50	76	12	20,00	10	.0145
51	77	12	20,00	10	.0145
52	78	12	20,00	10	.0145
53	79	12	20,00	10	.0145
54	80	12	20,00	10	.0145
55	81	12	20,00	10	.0145
56	82	12	20,00	10	.0145
57	83	12	20,00	10	.0145
58	84	12	20,00	10	.0145
59	85	12	20,00	10	.0145
60	86	12	20,00	10	.0145
61	87	12	20,00	10	.0145
62	88	12	20,00	10	.0145
63	89	12	20,00	10	.0145
64	90	12	20,00	10	.0145
65	91	12	20,00	10	.0145
66	92	12	20,00	10	.0145
67	93	12	20,00	10	.0145
68	94	12	20,00	10	.0145
69	95	12	20,00	10	.0145
70	96	12	20,00	10	.0145
71	97	12	20,00	10	.0145
72	98	12	20,00	10	.0145
73	99	12	20,00	10	.0145
74	100	12	20,00	10	.0145

PLANO DE OBRAS CONSTRUIDAS (M<sup>2</sup>)

OBRAS	AREA (M <sup>2</sup> )	COSTO TOPOGRAFICO (M <sup>2</sup> )
1	24.00000	2945,00
2	32.00000	2945,00
GRUPO DE OBRAS DE ELEMENTOS DE CONCRETO (M <sup>2</sup> )		
OBRAS	AREA (M <sup>2</sup> )	
1	100000	2945,00
2	100000	2945,00
3	100000	2945,00
4	100000	2945,00



Lo expuesto anteriormente es válido para el caso de instalaciones hidráulicas que es el que nos interesa en este curso. Se han tomado como casos ilustrativos las instalaciones en pozos, estaciones de bombeo, tanques y líneas de distribución en las tablas II.1 a II.4 se muestran las necesidades de control en cada una de las instalaciones tomadas como ejemplo.

NECESIDADES DE CONTROL EN POZOS.

T A B L A II.1.

U S O	DESCARGA DEL POZO	NECESIDADES DE CONTROL	A C C I O N E S
AGRICOLA	Directo a los cultivos	Evitar déficit o exceso de agua en la zona de riego.	A/P de acuerdo a las condiciones.
	A canal de conducción y/o distribución.	" " "	A/P de acuerdo a las condiciones globales del sistema.
SISTEMA DE ABAS PECIMIENTO.	Directo a la red.	Tener una presión adecuada en la red.	A/P de acuerdo a la presión en la red.
	A una línea de conducción.	Conservar un nivel y/o presión en la línea	A/P de acuerdo al nivel y/o presión en la línea.
	A un tanque.	Evitar derrames o déficit en el tanque.	A/P de acuerdo a niveles en el tanque.

A/P = Arranque y paro.

## NECESIDADES DE CONTROL EN TANQUES.

T A B L A      II.3.

U S O	DESCARGA	NECESIDADES DE CONTROL	A C C I O N E S
Regulación, Almacena- miento y Distribución	Red de distribu- ción.	Mantener gastos y presiones adecuados hacia la red y evitar golpes de ariete o cam- bios bruscos de presión.	Regulación en la apertura de compuertas y/o válvu- las en función de la pre- sión en la red y los nive- les del tanque.

NECESIDADES DE CONTROL EN LINEAS DE  
DISTRIBUCION.

T A B L A      II,4.

NECESIDADES DE CONTROL.	A C C I O N E S
Aumentar o disminuir presión en las redes de acuerdo a la demanda.	Operación de estaciones de bombeo y rebombeo  Operación de tanques  Operación de válvulas reguladoras de presión.  Operación de válvulas en el sistema.



## II.2 CRITERIOS DE CONTROL PARA INSTALACIONES HIDRAULICAS.

Para llevar a cabo una operación autónoma de cualquier instalación hidráulica, es necesario que desde su concepción se tomen las medidas adecuadas para poder efectuar con éxito una operación automática, que no sólo nos dará una mayor confiabilidad en la operación, sino que nos puede garantizar un mejor servicio al usuario.

La actividad de automatización y de control visto desde otro punto de vista, también puede en un momento dado mejorar las condiciones de operación de una instalación que fue mal concebida o que debido a necesidades del usuario, las condiciones de diseño no son satisfechas por condiciones cambiantes.

Supongamos el proyecto de un sistema de abastecimiento de agua potable pequeño, el cual estaría alimentado por un pozo profundo. Este sistema al igual que en el ejemplo del Capítulo I puede sofisticarse tanto como se desee, pero lo más importante es lograr una solución económica que satisfaga las condiciones de servicio para las cuales debe concebirse el proyecto.

Siempre deben plantearse varias alternativas y analizarse desde puntos de vista, no meramente económicos de inversión y operación, sino también valorar la confiabilidad de la instalación y los niveles de servicio logrados con diferentes soluciones.

A continuación daremos dos ejemplos de posibles soluciones al sistema de abastecimiento mencionado.

- 1.º - Presión en el sistema por medio de un tanque elevado (fig. II.1.)
- 2.º - Solución por medio de un motor de velocidad variable (fig. II.2.)

En ambos casos la finalidad es suministrar el caudal de agua necesario a un sistema de distribución bajo un cierto rango de presión.

La presión en el sistema del primer caso se logra por medio de la elevación del tanque de distribución, que nos daría una presión casi constante y en el segundo caso la presión se mantiene constante variando la velocidad del motor bajo diferentes condiciones de gastos.

En el primer caso se tendrían costos iniciales más altos debido al costo del tanque elevado, aunque quizás fuera más versátil, ya que tendría una cierta cantidad de agua de reserva en caso de falla de la energía eléctrica, aunque esto se podría solucionar en el segundo caso con la instalación de una planta de emergencia.

La solución más adecuada dependerá del criterio del diseñador al efectuar el análisis de las dos alternativas, tomando en cuenta no solamente el aspecto económico, sino también de confiabilidad analizando las facilidades de mantenimiento del equipo.

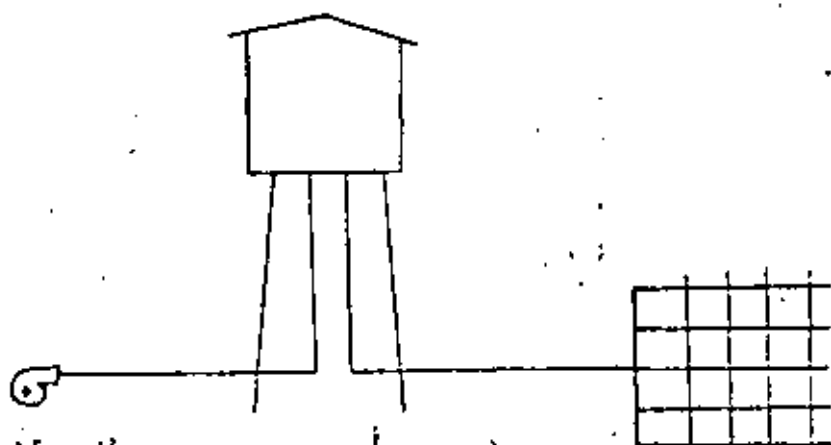


Fig. II.1.

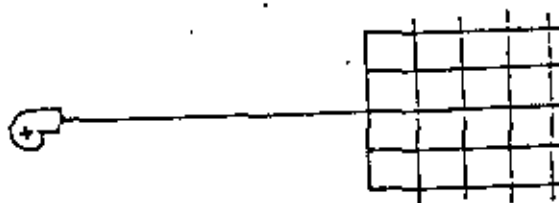


Fig. II.1.

En cualquier operación de un sistema de abastecimiento de agua, ya sea manual, semiautomático, automático o remoto, existen parámetros que son los que determinan la operación del sistema y que básicamente son 3, a saber:

1. - Presión.
2. - Nivel
3. - Gasto

Estos tres parámetros pueden ser medidos o estimados en diferentes formas, dependiendo del grado de exactitud y de información que se requiera.

La medición de estas variables se podría clasificar de la siguiente manera.

A.- Determinación en rango de operación.

En este caso sólo existe un conocimiento del máximo y mínimo permisible de la variable en cuestión (Presión, nivel o gasto) sin saber valores intermedios y además sería una señal que no afecta el control del equipo en forma directa.

Por ejemplo un tanque de agua sería la indicación del nivel del tanque cuando llegue a su nivel máximo o mínimo, lo cual serviría al operador del equipo para saber cuando parar o arrancar el equipo de bombeo.

B.- Determinación continua en rango de operación.

En este caso el valor de la variable se indica continuamente por ejemplo un manómetro que continuamente nos muestra la presión en una red de distribución y la indicación servirá al operador para controlar manualmente el sistema.

C.- Determinación continua de la variable más su graficación.

Este caso es igual al anterior, sólo que en forma adicional se tiene un registro continuo y permanente en una gráfica del valor de la variable que se está midiendo.

D. - Control dentro de rangos de operación.

Este caso es similar al señalado en A, solamente que se eliminaría al operador, ya que al llegar la variable a los límites preestablecidos se procedería en forma automática al control del equipo.

Por ejemplo al llegar la presión a su nivel alto se pararía el equipo de bombeo y por el contrario, se arrancarfa al llegar la presión a su nivel bajo.

E. - Control continua de la variable.

En este caso existiría un control continuo de la variable dependiendo de la velocidad de cambio de la misma.

Por ejemplo si el nivel de un tanque baja a una velocidad mayor de la permitida, se podría incrementar el bombeo, aún antes de que el nivel llegue al nivel inferior permitido.

	Presión	Nivel	Gasto
A. - Determinación en rangos de operación.	-----	-Flotadores -Electroniveles	Flujo-no flujo.
B. - Determinaciones continuas	-tubo de Bourdon. - piezo eléctricas - Tensión	-Vidrio de Nivel -Flotadores -Eléctricos -Ultrasonido	Medidores Hélice. Tubo de Pitot. Ultrasonido

	Presión	Nivel	Gasto.
C. - Determinación continua y graficación	Igual al inciso B, solamente que se les adapta un graficador que puede ser mecánico o eléctrico.		
D. - Control dentro de rangos.	-----	Flotadores Electroniveles	Flujo-no flujo.
E. - Control continuo	Igual al inciso B, solamente que se les acoplan controladores que normalmente son electrónicos o eléctricos.		

#### OPERACION MANUAL

Se entiende por operación manual aquella en la cual debe intervenir una persona para poder modificar las condiciones de operación del sistema.

En cualquier instalación se le deben dar al operador todas las facilidades para que pueda operar eficientemente el sistema, como es la instalación de instrumentos que permiten una fácil lectura o interpretación de las variables que intervienen para la operación del sistema.

Para aquellas variables que sean muy importantes se deberán instalar dos equipos de medición independientes con objeto de detectar fallas de la instrumentación en forma inmediata y no esperar a que se produzcan quejas de los usuarios para detectar fallas en la instrumentación o que se tengan descomposturas en equipos por la misma razón.

También es recomendable instalar equipos que permitan supervisar la operación de los sistemas como son "cuenta horas de operación", "totalizadores de gasto", "registradores de variables" como son presión, gasto o nivel". La información obtenida de estos instrumentos permitirán la evaluación de la operación de las instalaciones.

Se deben elaborar instructivos de operación de los sistemas basados en la concepción del proyecto y dar suficientes elementos para poder modificar fácilmente la operación en caso de que cambien las necesidades de los usuarios. Dentro del instructivo de operación se deben desarrollar tablas o instrucciones sencillas de operación como:

Arrancar la bomba 2 cuando la presión baje a  $3 \text{ kg/cm}^2$ .

Apagar la bomba 3 cuando el nivel llegue a 7 metros.

En caso de falla de la energía eléctrica desconectar los equipos, etc., etc.,

Durante una operación manual es muy recomendable darle tareas adicionales al operador con objeto de mantenerlo en actividad, como son lecturas periódicas de variables tales como presión, voltaje, corriente, etc. que permitan además tener información de la operación de la instalación y control sobre los operadores.

#### OPERACION SEMIAUTOMATICA.

Se entiende por operación semiautomática aquella con la cual se necesita la intervención de operadores en una forma pasiva, es decir, que no

ocupan estar todo el tiempo supervisando la operación del sistema.

Por ejemplo si se tiene una instalación de bombeo, el arranque y paro de los equipos puede estar controlado en forma automática por un interruptor de presión, sin embargo podría ser necesario la intervención de un operador para cambiar el rango de presión del arranque y paro del equipo de bombeo durante el día. También puede suceder que no exista equipo de protección adecuado para los equipos y que por este motivo sea necesario tener operadores.

No se recomienda la operación semiautomática en instalaciones sencillas, como son pozos o estaciones reguladoras de presión, en estos casos se debe tratar de tener una operación completamente autónoma o por el contrario completamente manual, este último caso es con objeto de mantener a los operadores activos y que estén vigilando al equipo.

La operación semiautomática se debe poner en instalaciones que tengan un número relativamente grande de equipos o variables por controlar y las cuales estén relacionadas entre sí de alguna manera. Por ejemplo una planta de rebombeo que tuviera 3 ó 4 equipos y cuya operación esté interrelacionado.

Otro ejemplo de una operación semiautomática sería cuando las variables por controlar están físicamente alejadas entre sí, como sería el caso del bombeo a un tanque distante del punto de bombeo.



## OPERACION AUTOMATICA.

Por operación automática de una instalación se debe entender que no requiere la presencia de personas para controlar el equipo.

Algunas instalaciones son muy sencillas de operar en forma automática, como es el arrancar y parar un motor en función de la presión, de un nivel o por tiempo de operación. En estos casos solamente se requiere de un interruptor de presión o de nivel y un programador de arranque, todos ellos elementos muy simples y de uso común.

Sin embargo en otras instalaciones se pueden tener condiciones de operación muy complejas que pueden requerir de equipo muy sofisticado, como son sistemas electrónicos con microcomputadoras.

Cuando se trata de automatizar una instalación, se debe tener en cuenta todas las posibles combinaciones de los parámetros que intervengan, para poder prever todas las condiciones de operación que se presenten y poder seleccionar o diseñar adecuadamente el equipo de control.

Los parámetros que se deben tomar en cuenta en forma general para cualquier instalación son:

Variable o variables de control y su interrelación entre sí.

Presión, Nivel, Gasto.

Variables que afectan la operación del sistema.

Energía eléctrica, Temperatura del equipo, Niveles, Sobrecargas del Equipo.

También pueden ser muy importantes procesos paralelos que ocurren simultáneamente al proceso principal y sin los cuales no se debe operar el sistema, en este caso se tiene la desinfección de agua en un sistema de distribución y sin el cual se debe suspender el suministro de líquido al sistema; especialmente si la calidad del agua que se maneja, no es satisfactoria de acuerdo a las normas establecidas.

Dentro del equipo que se dispone para detección y control de instalaciones hidráulicas se tienen.

- |                          |  |
|--------------------------|--|
| Interruptores de presión | Abren o cierran un circuito eléctrico de acuerdo a una presión que puede ser ajustable dentro del rango del aparato.   |
| Interruptores de nivel.  | Abren o cierran un circuito eléctrico de acuerdo al nivel en un tanque, la acción del interruptor puede ser ajustable dentro del rango del aparato.  |
| Interruptores de flujo   | Abren o cierran un circuito eléctrico dependiendo si existe o no existe flujo dentro de una tubería. Normalmente sólo detectan si existe flujo o no existe flujo dentro de la tubería y no se pueden ajustar para diferentes gastos. |

- Temporizadores de tiempo.** Al recibir una señal eléctrica empiezan a contar un determinado tiempo, al final del cual abren o cierran un circuito eléctrico. El tiempo del temporizador puede ser fijo o ajustable.
- Relevadores eléctricos.** Reciben una señal eléctrica y accionan equipo eléctrico de gran tamaño, que no podrían operar los interruptores de presión, nivel o flujo y los temporizadores en forma directa.
- Interruptores de tiempo.** Normalmente son relojes con 24 horas de capacidad, dentro de las cuales se pueden programar el abrir o cerrar uno o varios circuitos eléctricos. También existen para una duración de 7 días.
- Transductores de presión, nivel o flujo.** Estos aparatos dan una señal eléctrica de salida proporcional a la variable aplicada a la entrada y que puede ser de presión, nivel o flujo.
- Controladores.** Reciben una señal eléctrica variable de un transductor y actúan sobre un mecanismo, por ejemplo accionar el vástago de una válvula, etc.

- Relevadores de voltaje. Abren o cierran un circuito eléctrico cuando el voltaje se desvía de un valor previamente ajustado.
- Relevadores de temperatura. Abren o cierran un circuito eléctrico cuando la temperatura se deriva de un valor previamente ajustado.
- Relevadores de corriente. Abren o cierran un circuito eléctrico cuando la corriente eléctrica se desvía de un valor previamente ajustado.
- Controladores electrónicos. Son aparatos programables que tienen un microprocesador y los cuales son capaces de absorber fácilmente funciones de control que de otra manera se tendrían que hacer con un sinnúmero de relevadores y temporizadores.

#### OPERACION REMOTA.

Por operación remota se debe entender el control remoto de una instalación o equipo desde un puesto central, el cual no es estrictamente necesario que este automatizado. Por ejemplo se puede tener el control de arranque y paro remoto de un pozo el cual solamente responde a la señal del control, pero en caso de falla del sistema de control remoto el pozo no puede operar en forma automática sin el comando del puesto central; por otro lado si el pozo estuviera automatizado localmente, el equipo podría trabajar en forma independiente del control remoto.

La operación remota no debe visualizarse sólo para instalaciones separadas físicamente entre sí, como sería el caso de varios pozos profundos en un sistema de captación, sino también en instalaciones que estén físicamente en un sólo local, como sería el caso de una estación de bombeo que tuviera varios equipos de bombeo. En ambos casos se puede tener un puesto central de control (PCC) desde el cual se opere el equipo, en un caso de los equipos de bombeo y en el otro de los pozos de captación.

Si las dos instalaciones anteriores pertenecieran a un mismo sistema, se podría tener un puesto central desde el cual se controlarían, tanto los pozos como la estación de bombeo.

La localización del PCC es independiente de la localización de las instalaciones que se deseen controlar, aunque es recomendable que esté localizado en el centro de operaciones del sistema, para poder atender con facilidad las necesidades de mantenimiento del sistema.

La transmisión de información y comando a un puesto central se puede llevar a cabo por las siguientes formas, cuya elección dependerá de las condiciones propias de cada sistema.

1. - Transmisión eléctrica. - Se transmite directamente la señal eléctrica de los transductores y relevadores al PCC. Este caso es cuando las instalaciones están muy cercanas entre sí, como sería el caso de una planta de tratamiento de agua potable

Es muy importante la distancia entre el PCC y los puntos de control debido a las caídas de voltaje y pérdidas que se tienen en los conductores eléctricos de control.

2. - Línea telefónica.

Este tipo de transmisión es ideal en áreas urbanizadas ya que el mantenimiento corre por cuenta de la empresa de teléfonos además de ser un medio confiable de transmisión por medio de tonos.

3. - Onda Portadora.

Este sistema utiliza líneas de transmisión eléctricas de alta tensión y es equipo electrónico que requiere un alto grado de mantenimiento, por lo cual su utilización es limitada. Además se requiere que las líneas de transmisión eléctrica de alta tensión sean propias, ya que las empresas eléctricas no permiten el uso de sus líneas para estos usos.

4. - Radio.

Este sistema es ideal para zonas no urbanizadas y en los cuales las instalaciones están separadas entre si distancias relativamente grandes (unos 30 km máximos.)



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

OPERACION Y MANTENIMIENTO

SEPTIEMBRE, 1983

OPERACION Y MANTENIMIENTO

1. OBJETIVOS
2. CAPTACIONES
3. CONDUCCIONES
4. TANQUES DE ALMACENAMIENTO
5. DISTRIBUCION



## 1.- OBJETIVOS.-

### 1.1 INTRODUCCION.-

El agua, elemento vital y prioritario para el ser humano, ha sido, es y será un factor decisivo en los asentamientos humanos y en la creación y desarrollo de vastas zonas productivas.

### 1.2 OBJETIVOS.-

La operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable, tienen como objetivos primordiales proporcionar - - agua de calidad óptima, cantidad suficiente, continuidad permanente y a un precio justo.

Para esto, el sistema debe de integrarse en tal forma que haya seguridad y confiabilidad en todas las unidades que lo componen y flexibilidad para su ampliación ó adecuación a las características y necesidades de la población servida.

### 1.3 EFICIENCIA.-

La eficiencia en la operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable, es un reflejo de los recursos de - que dispongan y del grado de fidelidad y certeza en la -- consideración de las características de los sistemas du -

1.3. -----rante los procesos de planeación, diseño y cons -  
trucción de los mismos.

Los recursos humanos (administrativos, técnicos, de entre -  
namiento, operativos, etc.) son los más importantes en -  
un sistema de agua potable y los que reflejan y crean la -  
imagen de servicio hacia el usuario.

Los equipos para mantenimiento, transportes, laboratorios, -  
herramientas, medios de comunicación, talleres y materia -  
les, se tendrán de acuerdo a las características del sis -  
tema.

Otros recursos indispensables, que normalmente no se tie -  
nen ó se olvidan, son los planos actualizados, los manua -  
les de operación y los inventarios de las unidades que in -  
tegran el sistema, sin los cuáles no se pueden asegurar -  
una operación racional y, un mantenimiento correctivo ó -  
preventivo adecuados.

2.- CAPTACIONES .-

2.1 FUNCIONES Y REQUISITOS.-

2.1.1 La primer característica de las fuentes de abastecimiento  
de un sistema, es tener la capacidad suficiente para en -  
tregar el caudal necesario durante el período de amortiza -  
ción de las obras de captación, potabilización y conduc -  
ción del agua que producen dichas fuentes. (ver Fig. 5, -  
5-A).

2.1.2 Como segunda característica de las fuentes de abastecimiento, es el que deben ser capaces de proporcionar el gasto continuo que requiere el sistema durante los 365 días del año.

2.1.3 Finalmente, como tercer requisito, las fuentes de abastecimiento deben producir agua potable ó susceptible de potabilizarse a un costo razonable.

## 2.2 OPERACION DE CAPTACIONES. -

2.2.1 Operación continua.-Una fuente de abastecimiento debe operarse durante las 24 horas de los 365 días del año, con el objeto de obtener una eficiencia óptima en el sistema, ahorrar energía, abatir costo de potabilización si la hay y reducir costos de conducción y rebombes (ver Fig. 6 y 6-A).

2.2.2 Gasto constante.-El caudal ó gasto que aporte cada fuente debe ser en lo posible constante y razonable, de acuerdo a las características de la misma (curva de aforo de un pozo, galería filtrante, etc.) de tal forma que no se provoquen problemas irremediables al sobre explotar la captación. -- (ver fig. 7)

2.2.3 Abatimientos controlados.- Debido a que en la actualidad la mayor parte del agua utilizada en los sistemas se obtiene del subsuelo, es importante controlar los abatimientos con el objeto de: evitar interferencias entre pozos cercanos, prever contaminaciones del acuífero (intrusión de - -

- 2.2.3 -----agua salada, (ver Fig. 7) disminuir el arrastre - de sólidos hacia el pozo al tener velocidades pequeñas -- por diferenciales de carga razonables y finalmente, controlar el consumo de energía al extraer el agua a menores - profundidades y a niveles donde el equipo opere dentro -- del rango de máxima eficiencia (ver fig. 8)
- 2.2.4 Parámetros de control.- La medición del gasto aportado por cada fuente de abastecimiento, los niveles dinámicos, las presiones, la calidad del agua y los consumos de energía - y reactivos químicos, nos proporcionan los elementos necesarios para definir si nuestros sistemas están trabajando eficientemente y si requieren de un mantenimiento preventivo ó alguna adaptación en sus instalaciones para ajustarse a las condiciones que prevalecen (ver Fig. 9 y 9-A)
- 2.3 - MANTENIMIENTO DE CAPTACIONES.-
- 2.3.1 Confiabilidad y seguridad.- El observar un mantenimiento - preventivo y correctivo de las fuentes de captación, tanto superficiales (manantiales, ríos, lagos, presas, etc.) como subterráneas, permiten conservar la seguridad y confiabilidad de un buen servicio de los sistemas de agua potable.
- 2.3.2 Contaminación de acuíferos.- Una de las acciones más importantes que deben atenderse en el mantenimiento de las cap-

2.3.2 -----taciones, es vigilar y realizar todas las tareas -  
necesarias para evitar la contaminación por aguas negras,  
drenaje de granjas, fertilizantes, pesticidas y desechos-  
industriales.

2.3.3 Rehabilitación pozos.- Periódicamente y de acuerdo a las-  
características del pozo, es necesario se haga un desazol  
ve, se limpie el ademe, se conserve el filtro y se desa-  
rolle y afore nuevamente el pozo, asimismo y en forma pa-  
ralela se reparará el equipo electromecánico.

Estos trabajos, bien programados, traerán como consecuen-  
cias positivas lo siguiente:

a) Ahorro de energía al bombear el agua de niveles dinámi-  
cos menores y al ajustar el equipo electromecánico a su -  
rango de mejor eficiencia de acuerdo al nuevo aforo y a -  
las características del sistema (ver Fig. 6-A)

b) Costo del equipo electromecánico más bajo al disminuir  
las inversiones en el mantenimiento pues manejará agua --  
limpia y operará en un rango de máxima eficiencia y por -  
consiguiente en una frontera de seguridad al no producir-  
se vibraciones, empujes radiales excesivos, etc.

c) Mejoras en la calidad del agua al evitar el arrastre -  
excesivo de sólidos, debido a la limpieza del filtro que-

7

c) -----permitirá aportar más agua con una diferencial -  
de cargas menores y consiguientemente más bajas veloci-  
dades.

2.3.4 Protección equipos e instalaciones.- El conservar en bue-  
nas condiciones los medios de protección contra invasio-  
nes, robos, incendios, sabotaje, inundaciones, etc., ase-  
gura un buen servicio y funcionamiento e incrementa la -  
eficiencia de las captaciones y en consecuencia del siste  
ma de agua potable.

2.3.5 Historia clínica de las captaciones.- Finalmente, el lle-  
var un archivo con los conceptos más importantes que se -  
han realizado como mantenimiento preventivo y correctivo-  
así como ampliaciones ó adaptaciones tanto a las fuentes-  
de abastecimiento como a los equipos electromecánicos, --  
permiten conocer y programar adecuadamente las acciones y  
tareas a efectuar para un mantenimiento y operación eficien  
tes.

### 3.- CONDUCCIONES A PRESION.-

3.1 Funciones principales de las conducciones a presión.-

3.1.1 Transporte.- Una línea a presión es el medio de transpor-  
te del agua desde la captación hasta el almacenamiento ó-  
distribución, sin cambiar las propiedades del agua que --  
conduce.

- 3.1.2 Energía.- Conserva la energía del agua que conduce, excepto la utilizada en su propio transporte ó permite transformarla de energía de presión en energía de posición ó viceversa.
- 3.1.3 Pérdidas.- Evitar las pérdidas del agua que conduce.
- 3.1.4 Contaminación.- Evitar que el agua que transporta pueda ser afectada por algún agente externo deteriorando su calidad.
- 3.2 Operación de conducciones a presión.
- 3.2.1 Continuidad.- Las conducciones deben operarse durante las 24 horas de los 365 días del año, con el objeto de abatir los costos de operación, al consumir menos energía y al permitir reducir los diámetros, pues se conducirá como caudal mayor, el gasto medio máximo diario.
- 3.2.2 Flexibilidad.- Todas las conducciones deben de contar con válvulas de seccionamiento, adecuadamente distribuidas, para permitir flexibilidad en su operación y mantenimiento cuando se tienen varias fuentes de abastecimiento y/o longitudes considerables en los acueductos (ver Fig.10)
- 3.2.3 Accesorios.- Al no utilizar la sección total del acueducto se disminuirá la eficiencia y capacidad del mismo, cosa que ocurre cuando se crean bolsas de aire ó de gases disueltos en el agua, ó cuando se depositan sólidos en las partes más bajas (depresiones ó columpios) de las líneas -

3.2.3 -----de conducción.

Para evitar que se presenten estos problemas se usan válvulas en las partes altas que admiten ó expulsan aire durante la operación y se instalan válvulas de desfoque en las partes más bajas para extraer los sedimentos que se depositan en estas zonas. (ver figs. 11 y 12)

3.3 Mantenimiento de conducciones a presión.

3.3.1 Protección y seguridad.- Los derechos de vía de los acueductos deben mantenerse libres de invasiones y protegidos contra acciones meteóricas para evitar se dañe a tuberías ó piezas especiales que afecten el funcionamiento adecuado de los mismos.

3.3.2 Vigilancia.- Sólo una constante vigilancia de los acueductos puede garantizar que no se perforen por instalar tomas clandestinas, contaminen el agua para algún cruce mal realizado de un gasoducto ó tubería de aguas negras y no se rompan con pasos de vehículos, puentes, etc.

3.3.3 Fugas.- Las fugas manifestadas ó canalizadas que pueden ser provocadas por las condiciones de operación, temblores, sabotaje, rupturas durante obras mal supervisadas, etc., deben de repararse de inmediato para evitar daños mayores al saturarse y erosionarse el suelo que soporta al acueducto.



#### 4.- TANQUES DE ALMACENAMIENTO.-

##### 4.1 Funciones de los tanques

- 4.1.1 Almacenar.- Un volúmen suficiente de agua almacenada cuando se presenta un problema entre la fuente de abastecimiento y el tanque (ruptura de la conducción, falla de un rebombéo ó en la captación, etc.) evitará la suspensión del servicio.
- 4.1.2 Cambiar régimen.- La capacidad de almacenamiento del tanque, recibiendo un gasto constante proporcionado por la fuente de abastecimiento y entregando un gasto variable que demanda la población a través de la red de distribución, hace posible el cambio de régimen y las condiciones de operación.
- 4.1.3 Retención.- Proporciona el tiempo de contacto necesario para efectuar la desinfección del agua que se va a distribuir.
- 4.1.4 Sólidos.- Permite sedimentar y almacenar los sólidos en suspensión que trae el agua y evitar que lleguen al usuario y puedan obstruir la toma domiciliaria ( en particular el medidor ó llaves de flotador en los muebles sanitarios)
- 4.1.5 Mezcla.- Permite que las aguas de diferentes fuentes de abastecimiento (pozos, etc.) se mezclen uniformizando la calidad antes de su distribución.

- 4.1.6 Zonas de presión.- Finalmente, con los tanques de almacenamiento, podemos alimentar zonas de la población servida - de acuerdo a su topografía, evitando altas presiones que - puedan causar rupturas y fugas constantes en la red de distribución y eliminar zonas de baja presión donde el servicio sería deficiente sin el tanque.
- 4.2 OPERACION DE LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO.-
- 4.2.1 Desinfección.- Antes de poner en servicio un tanque de almacenamiento, es necesario asegurar su limpieza y desinfección para evitar alguna contaminación. Como desinfectante- podemos utilizar algún compuesto de cloro, rociando las paredes con un producto que contenga 500 ppm. ó aplicando hipoclorito en el agua contenida en el tanque, con un tiempo de retención de 6 a 24 horas y con una dosificación de 50-ppm.
- 4.2.2 Condición de operación.- Debemos procurar utilizar la capacidad máxima de almacenamiento con objeto de hacer válidas las funciones de estas unidades, por lo tanto, es necesario se conserven tirantes de agua lo más alto posibles y se - lleve una estadística de los mismos para relacionarlos con la captación y la distribución del sistema.
- 4.2.3 Protección Sanitaria.- Los tanques deben ser cubiertos, con registros sanitarios y ventilas protegidas para evitar la- contaminación del agua (ver Fig. 14).

- 4.2.3 -----La cubierta también elimina el crecimiento de plantas y la evaporación del agua.
- 4.2.4 Derivación.- Para tener una flexibilidad en la operación de los tanques y no interrumpir el servicio, durante el mantenimiento correctivo ó preventivo de la unidad, se instala una tubería entre la alimentación y la descarga del tanque con sus válvulas respectivas (ver Fig. 13)
- 4.2.5 Desperdicio de agua.- Durante su operación, los tanques deben de contar con medios de control, válvulas, vertedores a la red, etc. para evitar tirar agua.
- 4.3 MANTENIMIENTO DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO
- 4.3.1 Seguridad.- Los tanques deben protegerse con un bardado en todo su perímetro, disponer de un buen alumbrado y tener un drenaje natural adecuado, para eliminar al máximo las emergencias provocadas por fenómenos naturales ó por el hombre (sabotajes, robos, etc.)
- 4.3.2 Planos y estadísticas.- Para asegurar un mantenimiento adecuado y un servicio confiable, es necesario contar con los planos actualizados y llevar una estadística detallada de las inspecciones, desazolves, drenados, limpiezas, pintura desinfección y reparaciones que se lleven a cabo periódicamente.

- 4.3.3 Ventililas.- Durante el llenado y vaciado de los tanques, las ventililas deben estar libres, no deben bloquearse, pués si no permiten escapar el aire con rapidez y facilidad, se pueden presentar sobrepresiones internas durante el llenado y causar daños excesivos a los tanques. Lo mismo, si el aire no entra a reemplazar el volúmen del agua que sale a la distribución, puede ocurrir un vacío que provoque daños y el colapso del tanque.
- 4.3.4 Fugas.- Cualquier fisura ó desperfecto, por pequeños que sean, deben ser reparados de inmediato con el objeto de evitar el crecimiento de plantas que incrementarían las fugas que pudiesen presentarse.
- 4.3.5 Accesorios.- Las escaleras de acceso, registros y válvulas para vaciado, facilitan el mantenimiento de los tanques. En particular, la ubicación de la válvula para vaciar será la parte más baja del fondo y no tener conexión al alcantari llado para evitar cualquier contaminación.
- 5.- D I S T R I B U C I O N .-
- 5.1 FUNCIONES PRINCIPALES DE LAS REDES DE DISTRIBUCION.-
- 5.1.1 Conducir y distribuir.- Las redes de agua potable tienen como función primordial conducir el agua desde los tanques de almacenamiento, acueductos ó fuentes de abastecimiento hasta la entrega al usuario, con una presión constante y adecuada que permitirá entregar un gasto razonable. (ver Fig.16 y 17)

14

5.2.2 Período de operación.- Una red de distribución debe operarse durante las 24 horas; es decir, mantener una presión contínua, positiva y lo más uniforme posible, con el objeto de evitar contaminaciones y disminuir las fugas a un mínimo - aceptable. Otra ventaja adicional al tener continuidad en la operación de la red, es que los costos se abaten, tanto el de la energía como de la propia red, pues se abastece la demanda requerida por los usuarios durante las 24 horas.

El operar durante períodos cortos, haciendo tandees, se consume más energía porque se requieren mayores presiones para entregar el mismo caudal en un tiempo menor.

Además, al vaciarse la red, entra aire que provoca más fugas en el momento de volver a soltar el agua. Por otra parte, durante el lapso en que aparece el vacío en la red, se establecen flujos inversos en fugas, en cajas con válvulas cuyos estoperos están deficientes, en tomas de riego abiertos, etc., contaminando la red. (ver fig. 15)

5.2.3 Parámetros de control.- Para conocer el estado de la red y la eficiencia en la distribución, es necesario establecer parámetros de control que nos proporcionarán índices para una mejor operación y mantenimiento de las tuberías.

La medición del gasto que recibe la red, comparada con la integración del agua que se entrega a los usuarios, se obtiene la eficiencia en la distribución y nos permite establecer programas de detección y reparación de fugas por zonas-

- 5.1.2 Calidad.- Conservar las características del agua que distribuye, evitando que pueda ser alterada por algún agente externo.
- 5.1.3 Cantidad y continuidad.- Utilizar parte de la energía del agua con objeto de hacer una distribución continua y proporcionar gastos equitativos.
- 5.1.4 Pérdidas de agua.- Evitar desperdicios durante la distribución del agua.

## 5.2 OPERACION DE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE.

- 5.2.1 Limpieza y desinfección.- Al poner en servicio una red nueva de distribución, requiere de una limpieza y desinfección para prevenir cualquier contaminación.

Normalmente, la limpieza se realiza mediante el desfogue de las tuberías y la desinfección con la aplicación de cloro en una proporción de 50 ppm. y durante un período de retención de 24 horas.

Después de este lapso debe haber por lo menos 25 ppm. de cloro libre para que la tubería quede bien desinfectada. Durante la desinfección deben operarse las válvulas para asegurarnos de que también han sido desinfectadas.

Posterior al período de retención y después de desfogar las tuberías, debe procurarse tener el cloro residual recomendable en la operación de 0.2 ppm.

- 5.2.3 ---bién definidas.
- 5.2.4 Circuitos abiertos.- Es importante vigilar que durante el diseño, construcción y ampliación en las redes de distribución, no se establezcan puntos muertos ó circuitos abiertos que serían focos de contaminación y deterioro del agua.
- 5.2.5 Accesorios en la red de distribución.- Para hacer posible unir tuberías de diferentes diámetros y materiales, cambiar de dirección, seccionar y regular un flujo, absorber movimientos relativos de tuberías, disipar energía del agua de una tubería a otra, admitir y expulsar aire, eliminar sedimentos, evitar contraflujos, medir caudales y presiones, inspeccionar válvulas y disminuir sobre presiones, se utilizan una gran variedad de accesorios, sin los cuáles no sería posible la integración y operación adecuada de una red de distribución de agua potable (ver figs. 18, 19, 20 y 21)
- 5.3 MANTENIMIENTO DE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE.-
- 5.3.1 Planos actualizados.- Con el propósito de poder realizar un mantenimiento correctivo y preventivo adecuados, es indispensable disponer de planos e inventarios actualizados de la red de distribución. Asimismo, es necesario conocer la existencia de otras instalaciones subterráneas que pueden crear problemas mayores a los que se quieren resolver, como son: gasoductos, líneas telefónicas, líneas eléctricas en alta tensión, circuitos de cablevisión, red privada federal, estatal ó municipal, red de aguas negras, red de agua trata-

- 5.3.1. -----da ó de reuso, red de gas para uso doméstico ó industrial y redes de alumbrado público y semáforos.
- 5.3.2 Desfogue de tuberías.- Periódicamente y dependiendo de las características del agua, deben desfogarse las tuberías para evitar depósitos y tuberculosis. Asimismo, es necesario asegurarse que siempre haya cloro libre (0.2 ppm) que eliminará el crecimiento de algas y musgos.
- 5.3.3. Plan de emergencias.- En toda red de distribución de agua potable, se presentan rupturas y fugas imprevisibles que requieren para su arreglo y normalización, la disposición continua de un grupo especial de obreros, partes de repuesto, herramientas y equipos adecuados.
- 5.3.4 Desinfección de reparaciones.- Antes de normalizar el servicio durante una reparación en la red de distribución, es necesario eliminar el aire y desinfectar la tubería según el inciso (5.2.1.) ó aplicando 500 ppm. de cloro durante 30 minutos. También se deben hacer pruebas hidrostáticas cuando el tiempo disponible y las válvulas existentes lo permitan.
- 5.3.5 Cajas de válvulas.- Normalmente, al repavimentar las calles nuestros contratistas dejan cubiertas, bajo el asfalto, a las cajas de válvulas que por negligencia ó ignorancia no renivelan. Este hecho, incrementa las dificultades para seccionar la red, durante su reparación, haciendo más tardada y más costosa la normalización del servicio.



HOJA No 5

NOMBRES	CANTIDAD	POBLACION CENSO 1940	CONSUMO EN LITROS									
			BASE		MAYOR		MEDIO		MENOR		TOTAL	
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b><u>VERACRUZ</u></b>												
Córdoba	1252	11457	60	30				25	25	54	180	300
Cachibolitas	14	13740	60	30			40	20	22	50	124	210
Córdoba	325	17860	60	30			40	25	25	70	200	250
Jalapa	1427	20000	60	30			40	20	41	79	224	270
Minatitlán	64	13530	60	30			40	40	27	25	131	150
Orizaba	1294	41210	60	30	30		40	25	46	80	200	300
Ferrel	2405	40720	60	30						30	120	100
San Andrés Tuxtla	351	10394	60	30				30	20	15	210	200
Santiago Tuxtla	10	3392	60	30				30		50	210	200
Santidad de Gobiato	182	3317	60	30				30		50	210	200
Tamayo	257	3316	60	30				25		70	200	200
Torreón	41	7200	60	30				30		70	200	200
Tlacotalpan	31	4230	60	30				30		70	200	200
Tuxtlá	14	13200	60	30			40	40		70	200	200
Veracruz Libre	16	7120	60	30	30		40	30		110	200	200
<b><u>YUCATAN</u></b>												
Merida	22	28850	60	30			40	40	50	100	300	400
Progreso	14	11500	60	30			40	50	25	70	200	200
Valledora	22	6400	60	30				30		50	200	200
<b><u>ZACATECAS</u></b>												
Rio Grande	1850	5311	60	30						30	100	100
Bombasti	2310	5620	60	30						30	100	100
Zacatecas	2612	21540	60	30			40		20	50	200	200
Piedras Blancas	2250	24610	60	30			40					
<b><u>DISTRITO FEDERAL</u></b>												
Acapulco	2242	31420	60	30	30		40	20	35	80	400	300
Ciudad de México	2208	144822	60	30	30		40	20	30	100	300	200
Coyoacán		21720	60	30			40	20	20	70	200	200
Gustavo A. Madero	2225	25820	60	30	30		40	20	25	70	200	200
<b><u>BAJA CALIFORNIA T.N.</u></b>												
Ensenada	17	4510	60	30				20		40	100	100
Mexicali	1	18720	60	30	30		40	20	20	100	200	200
Tijuana	29	16490	60	30	30		40	20	20	70	200	200
<b><u>BAJA CALIFORNIA T.S.</u></b>												
La Paz	10	10400	60	30				20	20	50	100	200
<b><u>TERRITORIO DE QUINTANA ROO</u></b>												
Chetumel	4	4670	60	30				30		50	200	200

NOTA:  
Las clasificaciones de clima para las zonas de la Comisión de México de Jorge A. Viera y José C. Gutiérrez, se basan en el Museo Panamericano de Geografía e Historia y la Comisión de Geografía Meteorológica e Hidrográfica, presento las predicciones en un punto.

FIG.- 2 DOTACION DE AGUA POTABLE ( ARTICULO DE LA REVISTA - - -  
INGENIERIA HIDRAULICA EN MEXICO.)

FUNDAMENTOS DEL SISTEMA FICKHOFFEN

Factor determinante	Clases Fundamentales	Características principales de las Clases Fundamentales	Características principales de las Clases Fundamentales	Características principales de las Clases Fundamentales
A. Clima templado húmedo (La temperatura del mes más frío es superior a 3°C y la del mes más frío es inferior a 18°C. La lluvia anual es superior a 75 cm y con regularidad).	1. <b>1F</b> Clima de lluvia 2. <b>1C</b> Clima de lluvia	La lluvia es continua a través de todo el año. La lluvia es regular y abundante.		
B. Clima frío (Categorías especiales: clima frío templado (18°C) con regularidad y clima frío (18°C) con regularidad).	3. <b>3B</b> Clima de nieve con regularidad 4. <b>3C</b> Clima de nieve con regularidad 5. <b>3D</b> Clima de nieve con regularidad	El número de días con nieve es superior a 120. El número de días con nieve es superior a 120. El número de días con nieve es superior a 120.	1. Mayor altura. Con media anual superior a 1800 y la media del mes más frío superior a 18°C. 2. Clima frío, con media anual superior a 1800 y la media del mes más frío superior a 18°C. 3. Frio. Con media anual inferior a 1800 y la media del mes más frío superior a 18°C. 4. Mayor frío. Con media anual inferior a 1800 y la media del mes más frío superior a 18°C. 5. La temperatura inferior es en su punto.	
C. Clima Templado Húmedo no lluvioso (La temperatura del mes más frío es superior a 3°C y 18°C (temperatura)).	6. <b>6A</b> Clima de invierno con regularidad (de primavera) 7. <b>7F</b> Clima de verano con regularidad (de primavera) 8. <b>8F</b> Clima de verano con regularidad (de primavera)	La lluvia es periódica y abundante. El número de días con lluvia es superior a 120. La lluvia es periódica y abundante. El número de días con lluvia es superior a 120. La lluvia es periódica y abundante. El número de días con lluvia es superior a 120.	1. La temperatura del mes más frío es superior a 22°C. 2. La temperatura del mes más frío es superior a 22°C. 3. La temperatura del mes más frío es superior a 22°C. 4. La temperatura del mes más frío es superior a 22°C.	
D. Clima húmedo o templado (La temperatura del mes más frío es superior a 3°C y la del mes más frío es inferior a 18°C (temperatura)).	9. <b>9A</b> Clima de invierno con regularidad (de primavera) 10. <b>10E</b> Clima de invierno con regularidad (de primavera) 11. <b>11F</b> Clima de verano con regularidad (de primavera) 12. <b>12B</b> Clima de verano con regularidad (de primavera)	La lluvia es regular y abundante. El número de días con lluvia es superior a 120. La lluvia es regular y abundante. El número de días con lluvia es superior a 120. La lluvia es regular y abundante. El número de días con lluvia es superior a 120. La lluvia es regular y abundante. El número de días con lluvia es superior a 120.	1. La temperatura del mes más frío es superior a 22°C. 2. La temperatura del mes más frío es superior a 22°C. 3. La temperatura del mes más frío es superior a 22°C. 4. La temperatura del mes más frío es superior a 22°C.	

- Se define una característica la existencia de los tipos de clima:
- A. templado
  - B. frío
  - C. frío templado
  - D. húmedo
  - E. lluvioso
- 1) El número de días con nieve superior a 120 días.
  - 2) El número de días con nieve superior a 120 días.
  - 3) El número de días con nieve superior a 120 días.
  - 4) El número de días con nieve superior a 120 días.
  - 5) El número de días con nieve superior a 120 días.
  - 6) El número de días con nieve superior a 120 días.
  - 7) El número de días con nieve superior a 120 días.
  - 8) El número de días con nieve superior a 120 días.
  - 9) El número de días con nieve superior a 120 días.
  - 10) El número de días con nieve superior a 120 días.
  - 11) El número de días con nieve superior a 120 días.
  - 12) El número de días con nieve superior a 120 días.

Nota: según las recomendaciones de la Organización Mundial de la Salud, el agua potable debe tener una temperatura superior a 18°C y una dureza inferior a 100 mg/l.

FIG. - 2-A FACTOR CLIMA EN LA DOTACION DE AGUA POTABLE

11  
20

Consumo bimestral en m <sup>3</sup>	Por cada m <sup>3</sup>
Hasta 100 .....	1.40
Hasta 125 .....	2.00
Hasta 150 .....	2.50
Hasta 250 .....	3.50
Hasta 500 .....	4.50
Hasta 1000 .....	8.40
Más de 1000 .....	10.40

Si en un bimestre el consumo de agua es menor de 60 m<sup>3</sup> se cobrará la cuota mínima de \$60.00 bimestrales.

II.—Si no existe instalado aparato medidor:

Diámetro del Tubo de entrada en mm.	Bimestral
Hasta 13 .....	\$ 200.00
Hasta 19 .....	4,000.00
Hasta 26 .....	6,000.00
Hasta 32 .....	9,000.00
Hasta 39 .....	11,000.00
Hasta 51 .....	15,000.00
Hasta 64 .....	27,000.00
Hasta 76 .....	41,000.00
Hasta 102 .....	61,000.00
Hasta 152 .....	82,000.00

Si el diámetro del tubo de entrada es mayor de 152 mm. la cuota será fijada de acuerdo con el diámetro respectivo y proporcionalmente a las cuotas que anteceden.

FIG.- 3 TABLA DE TARIFFAS DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

# INVENTARIO DE PLANTAS DE BOMBEO Y POZOS

## CONFIGURACION DE LA PLANTA O DEL POZO

HOJA \_\_\_\_\_ DE \_\_\_\_\_

FECHA \_\_\_\_\_ CODIGO \_\_\_\_\_

① SI O NO  
SI  
NO

② FUNCIONAMIENTO O ESTADO  
BUENO  
REQUIERE MANTENIMIENTO  
CAMBIO  
NO EXISTE

③ FUENTE DE INFORMACION  
MEDIDO EN CAMPO  
ORAL  
ACTA  
PLACA  
REHABILITACION  
OTROS

④ CALIDAD POTABLE  
NO POTABLE

⑤ USO  
RIEGO  
POTABLE

N.º DE REG. DE FORMA 1	SISTEMA 3	SUBSISTEMA 5	NUMERO DE PLANTAS O POZOS 7	NUMERO ALTERNOS DE PLANTAS O POZOS 10	PL. DE IDENTIFICACION PLANTAS O POZOS 13	CAPACIDAD TOTAL (L/HR) 17	21	
<b>SUBESTACION</b>				<b>EQUIPO DE MEDICION</b>				
CERRAMIENTOS DE EQUIPO SIMILITADOS COMPONENTES 22	APERTURAS COMPONENTES 24	INTERCOMUNICACION GENERAL COMPONENTES 26	TRANSFORMADORES COMPONENTES 28	EXISTE 30	NUMERO DE CUENTA 31			30
CERRAMIENTOS DE MUELLOS COMPONENTES 31	TANQUES COMPONENTES 33	ESTRUCTURAS COMPONENTES 35	PARTIDAS COMPONENTES 37	MOTOR DE ANALISIS GENERAL COMPONENTES 39	MOTOR DE ANALISIS GENERAL COMPONENTES 41			
<b>TABLERO DE EQUIPO DE BOMBEO</b>				<b>UNIDAD GENERADORA</b>				
INTERRUPTOR GENERAL COMPONENTES 43	ARRANCADOR COMPONENTES 45	MOTOR COMPONENTES 47	BOMBA COMPONENTES 49	TABLERO DE CONTROL COMPONENTES 51	MOTOR DE COMB. SI O NO COMPONENTES 53	ALTERNADOR COMPONENTES 55	MOTOR DE COMB. SI O NO COMPONENTES 57	
<b>COMPRESOR</b>		<b>CLORADOR</b>		<b>CONSTRUCCION CIVIL</b>		<b>FUNCIONAMIENTO</b>		
COMPONENTES 10		COMPONENTES 12		ESTADO DE LA CONSTRUCCION 14	ESTADO DE LA BASE ESTIMADA 15	ELECTRICO 16	MECANICO 17	
<b>DESCRIPCION GENERAL</b>								
MUNICIPIO O ZONIFICACION 18	DIRECCION Y ALONGAMIENTO 21						20	60
<b>CARACTERISTICAS GENERALES DEL POZO</b>								
PROFUNDIDAD (m) 10	① 12	NIVEL ESTADICO (m) 14	② 17	NIVEL DINAMICO (m) 18	③ 21	MANTENIMIENTO (L/HR) 22	④ 23	
MANTENIMIENTO (L/HR) 24	MANTENIMIENTO (L/HR) 25	MANTENIMIENTO (L/HR) 26	MANTENIMIENTO (L/HR) 27	MANTENIMIENTO (L/HR) 28	MANTENIMIENTO (L/HR) 29	MANTENIMIENTO (L/HR) 30	MANTENIMIENTO (L/HR) 31	
⑤ 32	PRESION EN EL BOMBEO (kg/cm <sup>2</sup> ) 33	⑥ 34	MANTENIMIENTO (L/HR) 35	⑦ 36	MANTENIMIENTO (L/HR) 37	MANTENIMIENTO (L/HR) 38	MANTENIMIENTO (L/HR) 39	
MANTENIMIENTO (L/HR) 40	MANTENIMIENTO (L/HR) 41	MANTENIMIENTO (L/HR) 42	MANTENIMIENTO (L/HR) 43	MANTENIMIENTO (L/HR) 44	MANTENIMIENTO (L/HR) 45	MANTENIMIENTO (L/HR) 46	MANTENIMIENTO (L/HR) 47	

FIG. - 4 FORMA TIPO DE INVENTARIO

① FUENTE DE INFORMACION

1 METODO EN CAMPO

2 ORAL

3 ACTA

4 PLACA

5 REHABILITACION

6 OTROS

④ CLAVE TIPO IMPULSOR

1 AXIAL

2 AXIAL

3 MIXTO

4 RADIAL ABIERTO

5 RADIAL CERRADO

6 RADIAL SEMIABRADO

② MARCA

11 FARBERK NORSE

12 EYARD JACKSON CO S.A

13 JONHSTON

14 WASHINGTON

15 FELLEES

16 LAMERON

17 LAINE

18 KSO

19 WASHINGTON GEMEX

20 TEC. IND. DE LA LAGUNA S.A.

21 OCELOD

22 TEM

23 ITSA

24 JACUZZI

25 CASCADE PUMP

26 LAYFA

27 ERAS

28 MTA

29 US PUMP

30 OMCENTRAL

31 POMPA-PUMP

⑤ CLAVE TIPO DE AGUA

1 CONICO

2 CILINDRICO

3 CUADRADO

⑥ CLAVE TIPO DE LUBRICACION

1 ACEITE

2 GRASA

3 AGUA

⑦ CLAVE FUNCIONAMIENTO

1 BUENO

2 REQUIERE MANTENIMIENTO

3 CAMBIO

4 NO EXISTE

⑧ CLAVE TIPO DE REPARACION

1 PARCIAL

2 GENERAL

③ TIPO DE BOMBEO

1 VERTICAL PROPELA

2 VERTICAL TURBINA

3 HORIZONTAL PROPELA

4 HORIZONTAL TURBINA

5 VERTICAL TURBINA SUMERGIBLE

NUMERO DE EQUIPO

0 8

NUMERO DE SERIE

NUMERO DE FABRICA

NUMERO DE PLACA O PUNTO

① NUMERO DE INVENTARIO

② NUMERO DE SERIE

③ MODELO

④ MARCA

⑤ TIPO DE AGUA

⑥ TIPO DE LUBRICACION

⑦ TIPO DE BOMBEO

⑧ TIPO DE REPARACION

⑨ VELOCIDAD R.P.M.

⑩ ESPESOR DE LA COLUMNILLA

⑪ DIAMETRO DE LA COLUMNILLA

⑫ CARGA DINAMICA (KG)

⑬ CAPACIDAD (LITROS)

⑭ DIAMETRO DE LA FLORECINA

⑮ NUMERO DE LA PLACA

⑯ ANILLO DE LA COLUMNILLA

⑰ DISTANCIA DEL BOTE DEL FONDO DE LA COLUMNILLA AL FONDO DEL BOTE DEL FONDO DE LA COLUMNILLA (CM)

⑱ DIAMETRO EXTERNO DE LA COLUMNILLA

① CABEZAL

② MARCA

③ SUCCION

④ ABRETIADO (CM)

⑤ DESPLAZAMIENTO

⑥ ATENCION DE MANTENIMIENTO

⑦ LA PLACA DE NOTA

① FUNCIONAMIENTO O ESTADO DEL EQUIPO

② FECHA ULTIMA REVISION

③ TIPO DE REPARACION

④ PAGAMENTO

⑤ ASES DE SERVICIO

① OBSERVACIONES

FIG. - 4-A FORMA TIPO DE INVENTARIO

112  
113

C A R A C T E R I S T I C A S	PORCENTAJE
* AGUA DE LOS OCEANOS (LAS TRES CUARTAS PARTES DEL AREA DE LA TIERRA LA CUBREN LOS OCEANOS.)	97%
* AGUA DULCE (HIELO EN LOS CASQUETES POLARES, RIOS, LAGOS, ETC.)	3%

EL 3% DEL AGUA DULCE SE FORMA:

O B T E N C I O N	PORCENTAJE	AGUA DULCE
HIELO EN LOS CASQUETES POLARES	75%	2.25%
RIOS, LAGO, ETC.	25%	0.75%

FIG. - 5 DISTRIBUCION DEL AGUA EN NUESTRO PLANETA TIERRA

# FORMA DE MEDIR EL CICLO DEL AGUA.

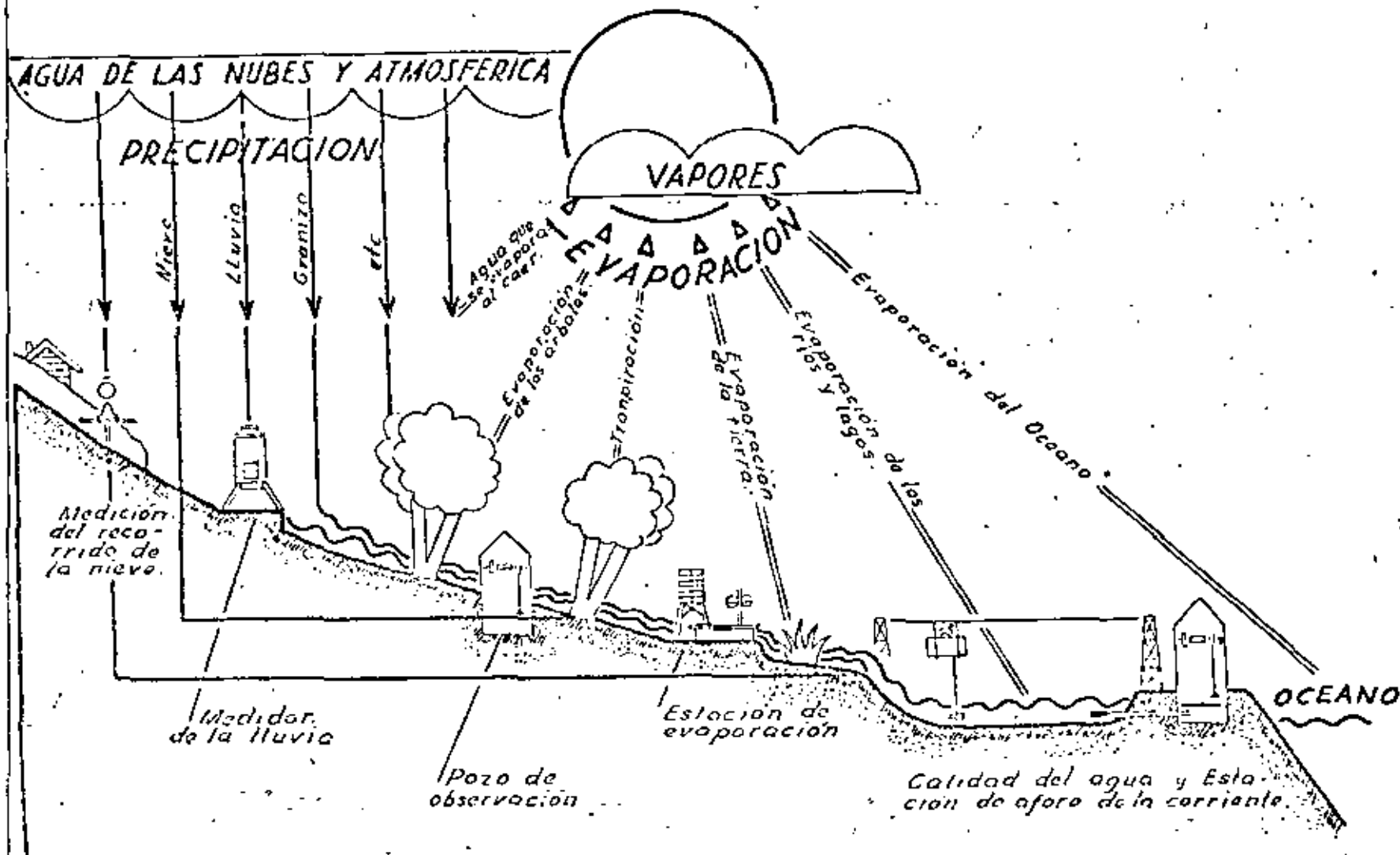


FIG. - 5-B CICLO HIDROLOGICO

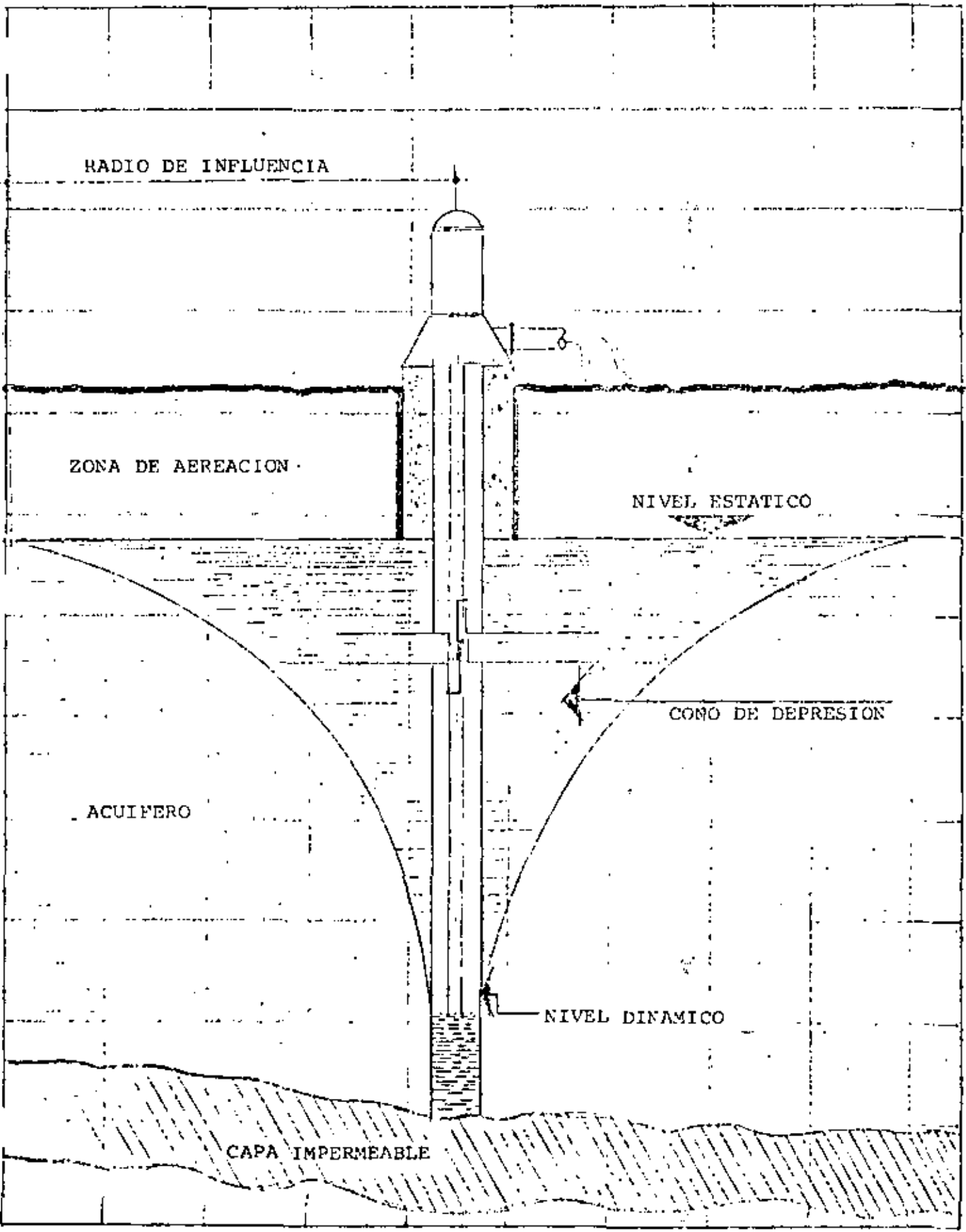


FIG.-6 CORTE DE POZO



NECESIDADES DEL SISTEMA	30 l.p.s.	60 l.p.s
TIEMPO DE OPERACION	24 hrs.	12 hrs.
CARGA TOTAL	130 m.	180 m.
KW HRS. EN 24 HRS.	1580	1980
POR CIENTO DEL COSTO	100	126

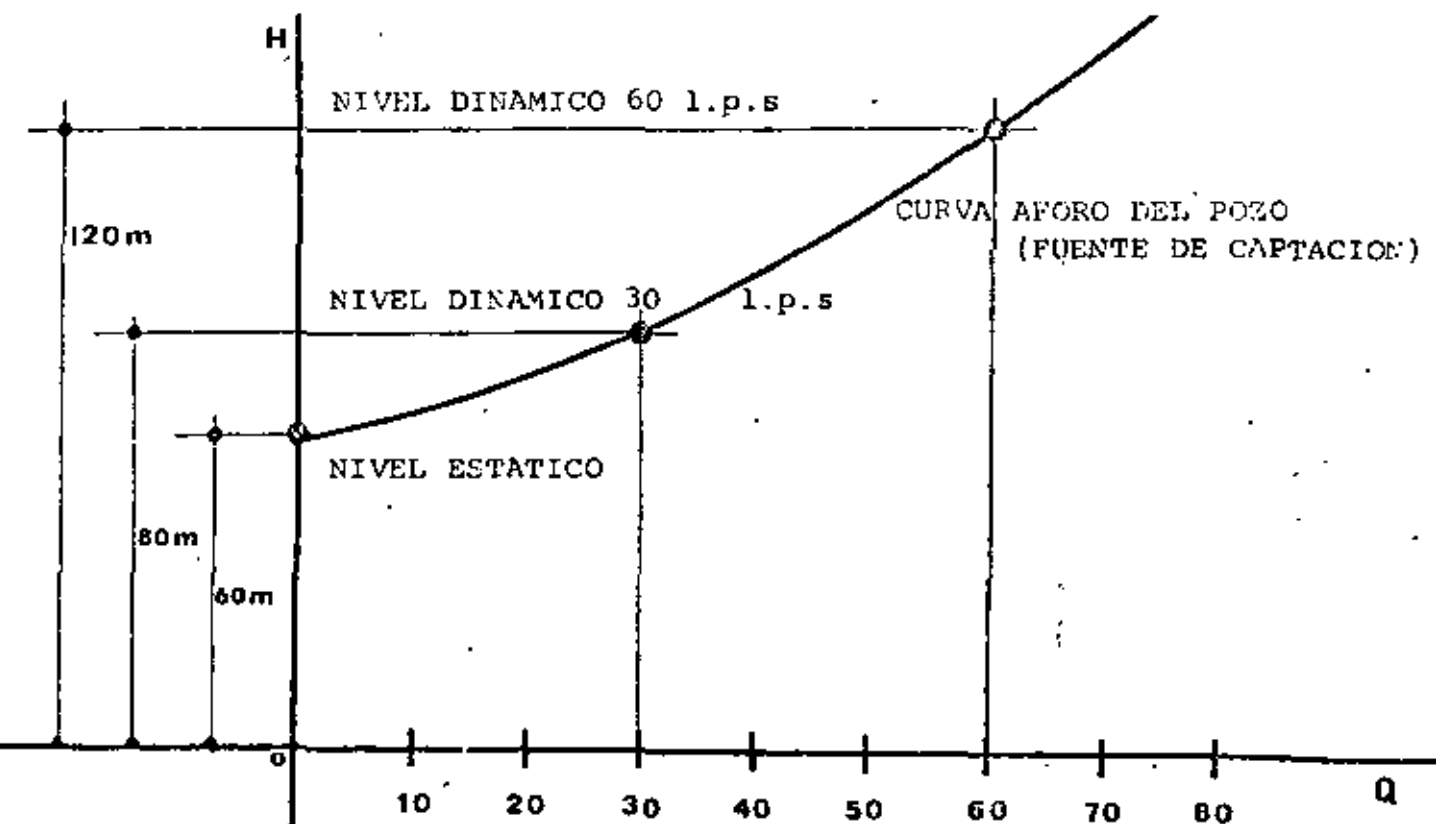


FIG. - 6-A RELACION GASTO-TIEMPO Y CONSUMO ENERGIA

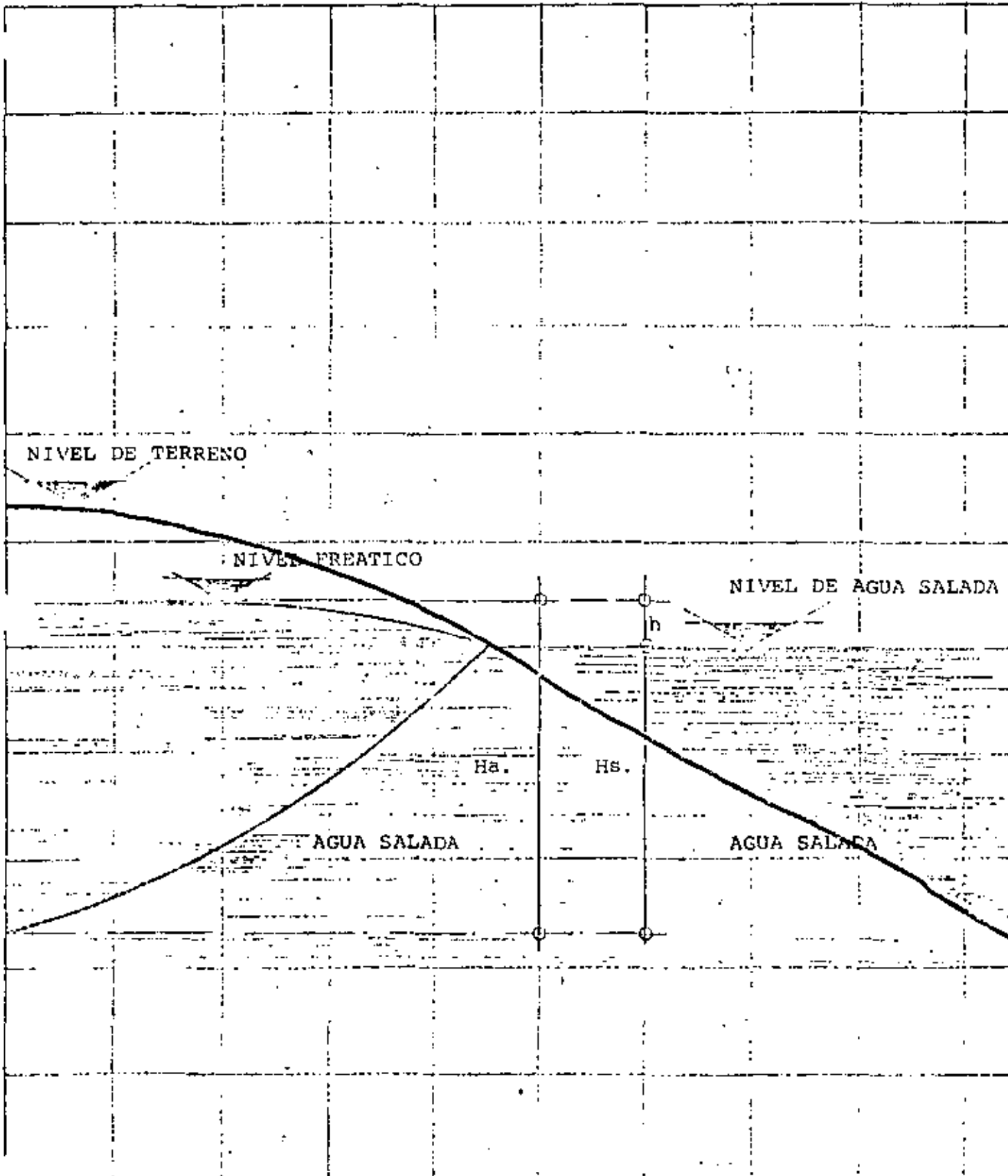


FIG. - 7 CONTAMINACION ACUIFEROS  
( INTRUSION AGUA SALADA )

A y B curvas del sistema

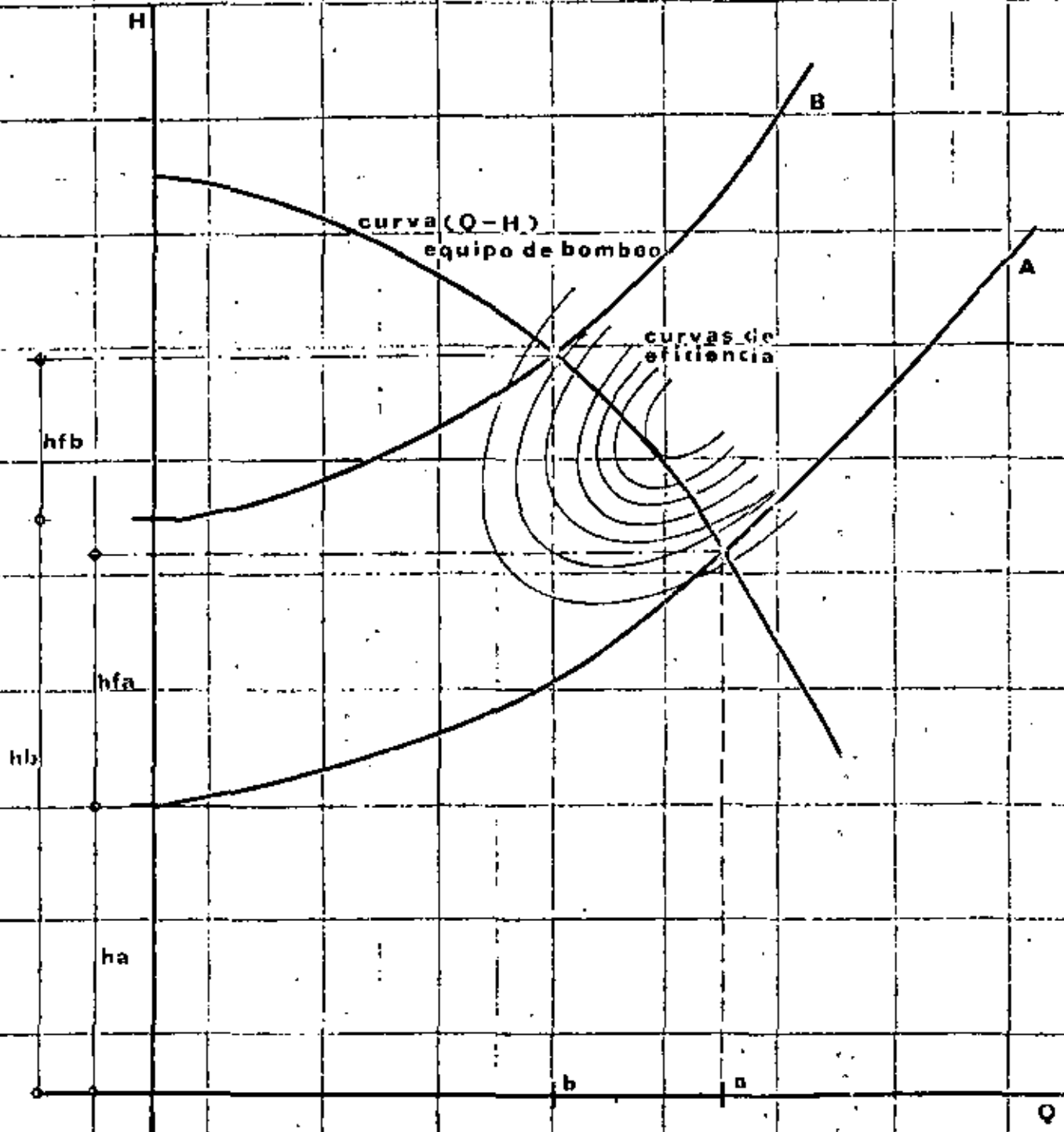
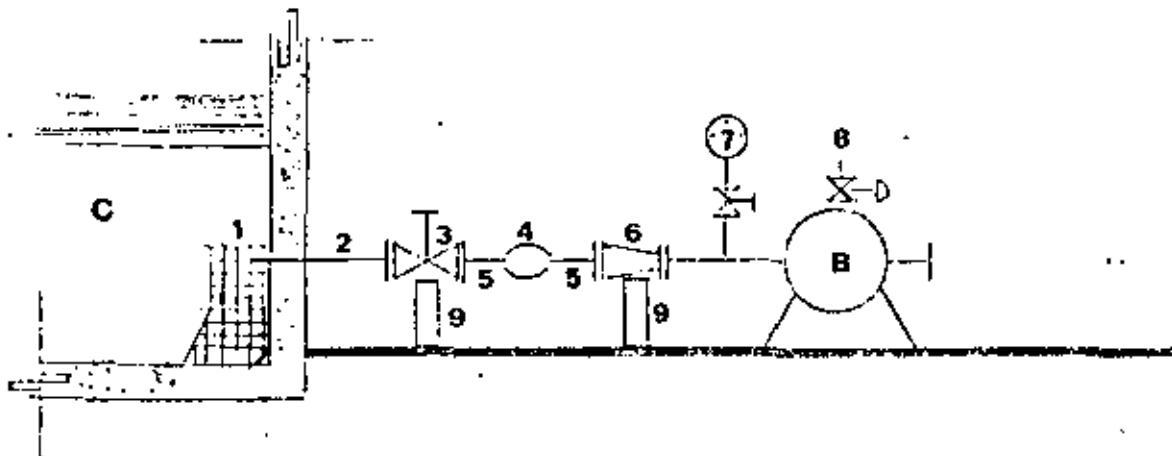
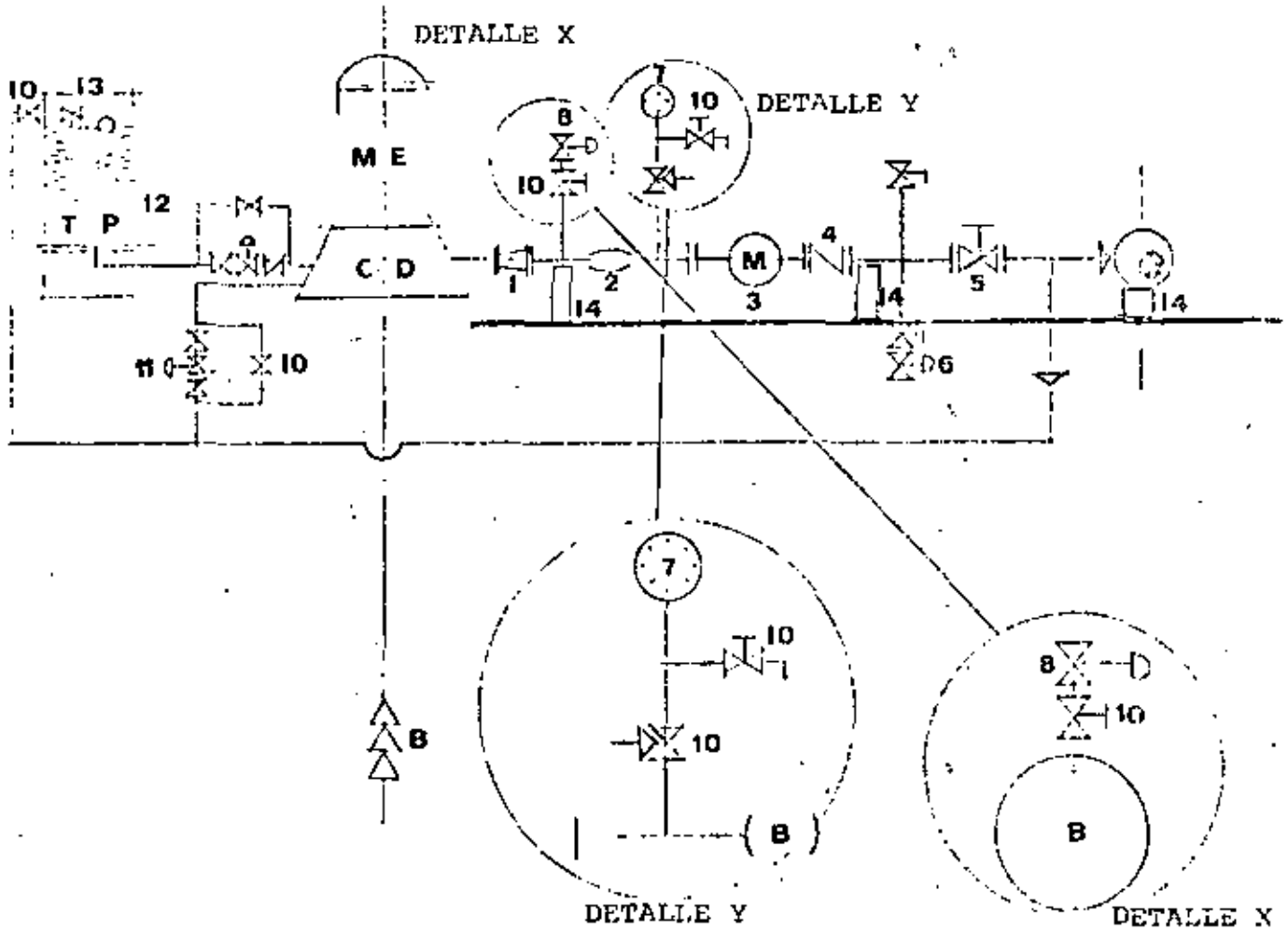


FIG. - 8 CURVA DE UN SISTEMA

PARTES CONSTITUTIVAS DE LA LINEA DE DESCARGA



PARTES CONSTITUTIVAS DE LA LINEA DE SUCCION

FIG. - 9 DESCARGA EQUIPO DE BOMBEO

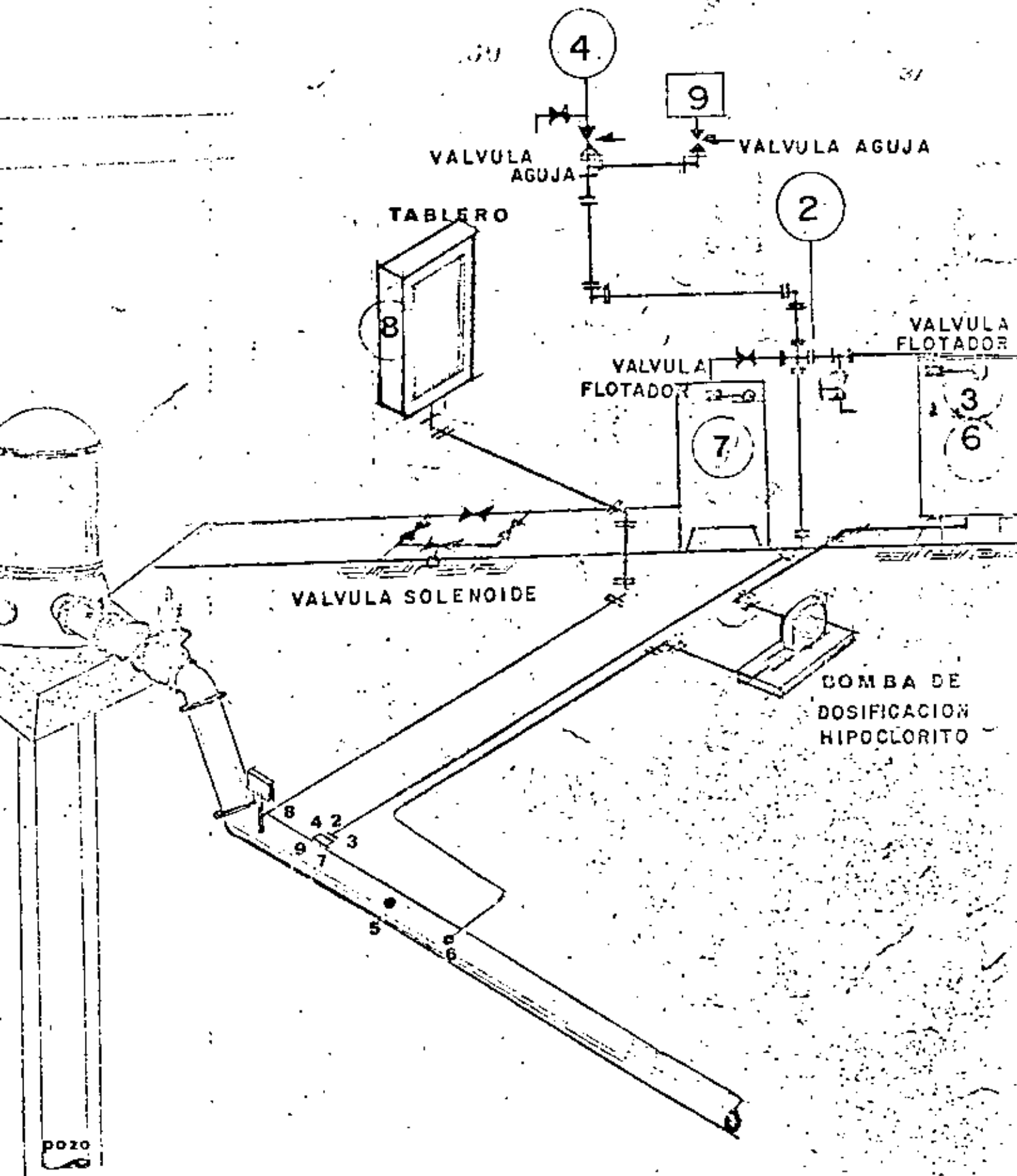


FIG. - 9-A DESINFECCION O APLICACION DE REACTIVOS EN DESCARGA DE POZOS

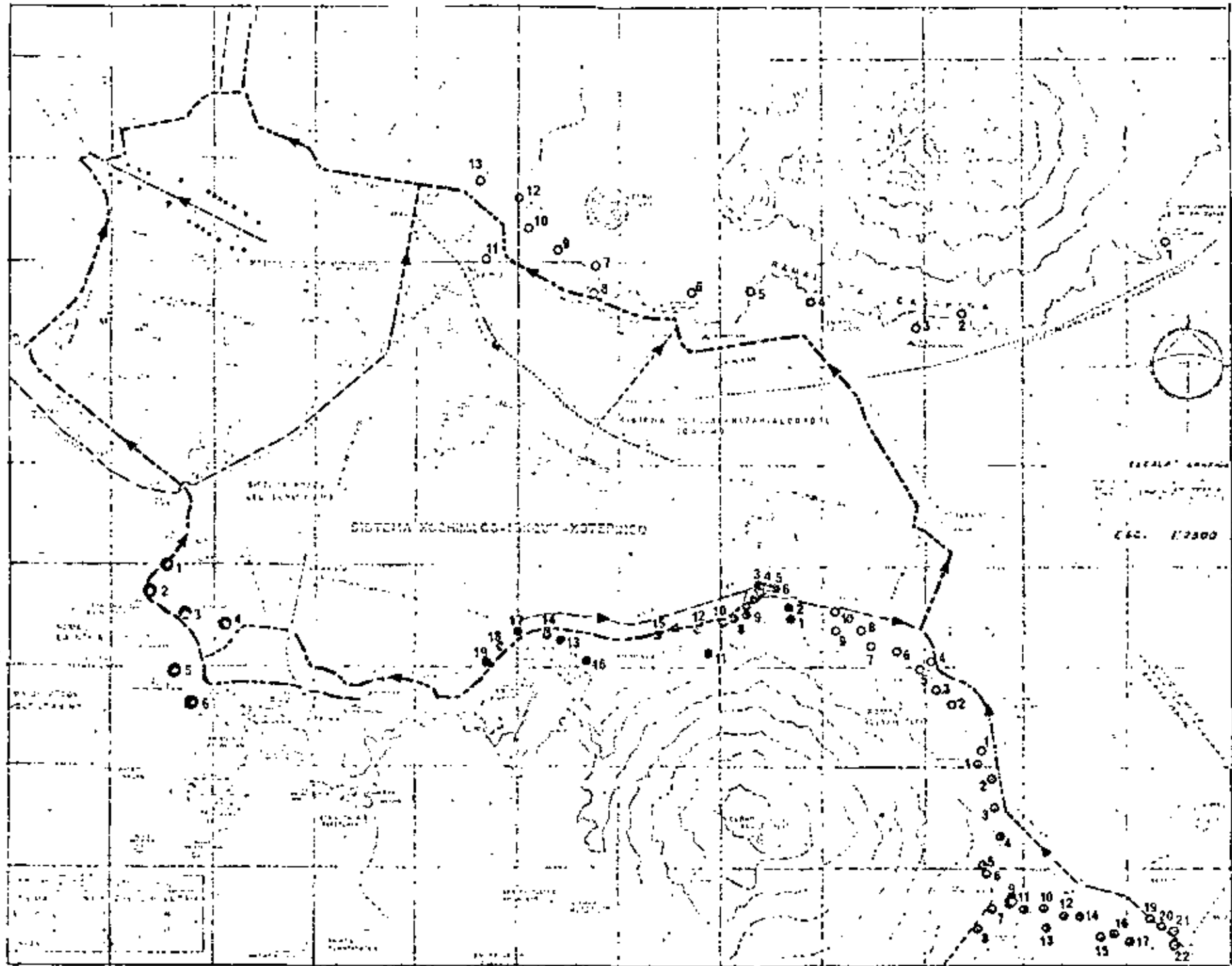


FIG.- 10 SECCIONAMIENTO DE ACUEDUCTOS

PLANTA LINEA DE CONDUCCION

VALVULA ELIMINADORA DE AIRE

VALVULA ELIMINADORA DE AIRE

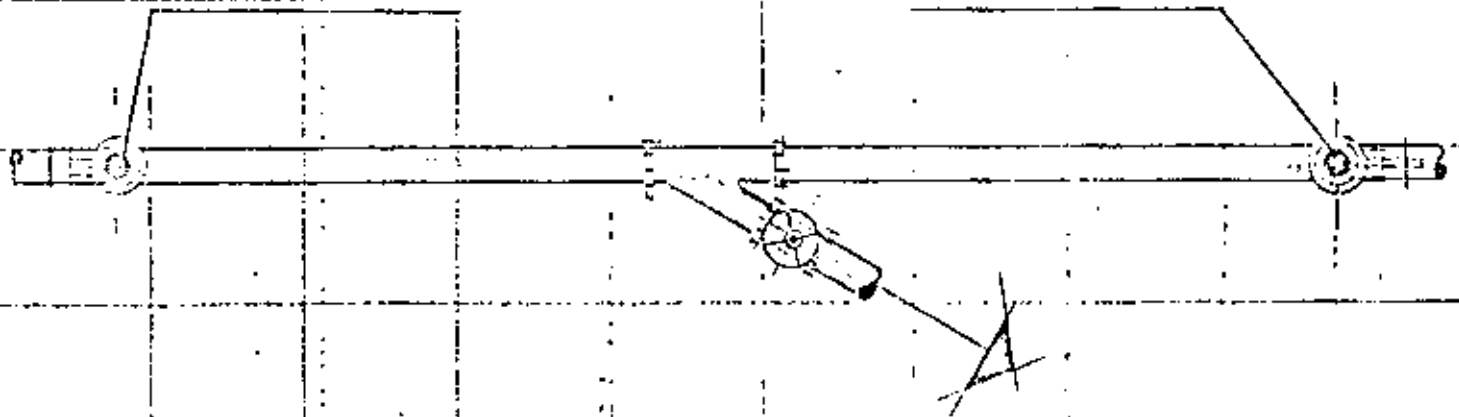


FIG. - 11 VALVULA ELIMINADORA DE AIRE EN ACUEDUCTO

CORTE LINEA DE CONDUCCION

NIVEL DE TERRENO

VALVULA DE DESFOGUE

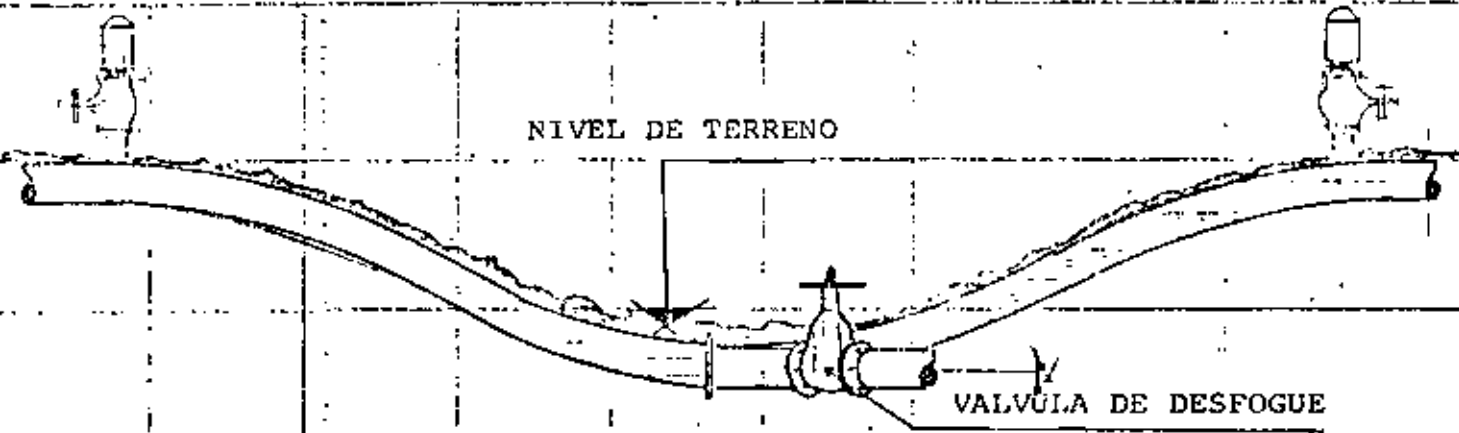


FIG. - 12 VALVULA DE DESFOGUE EN ACUEDUCTO

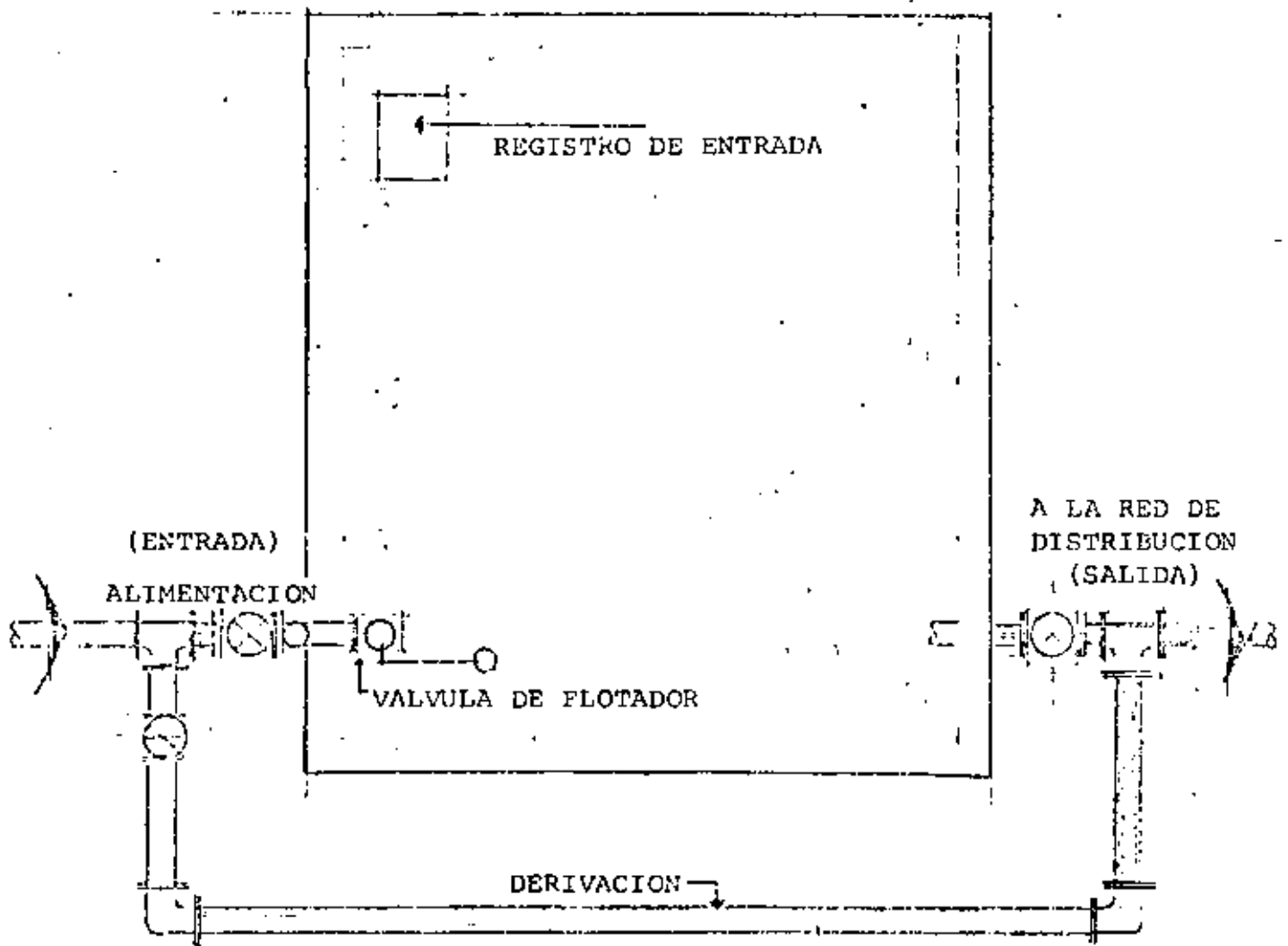


FIG. - 13 TANQUE DE ALMACENAMIENTO CON DERIVACION.



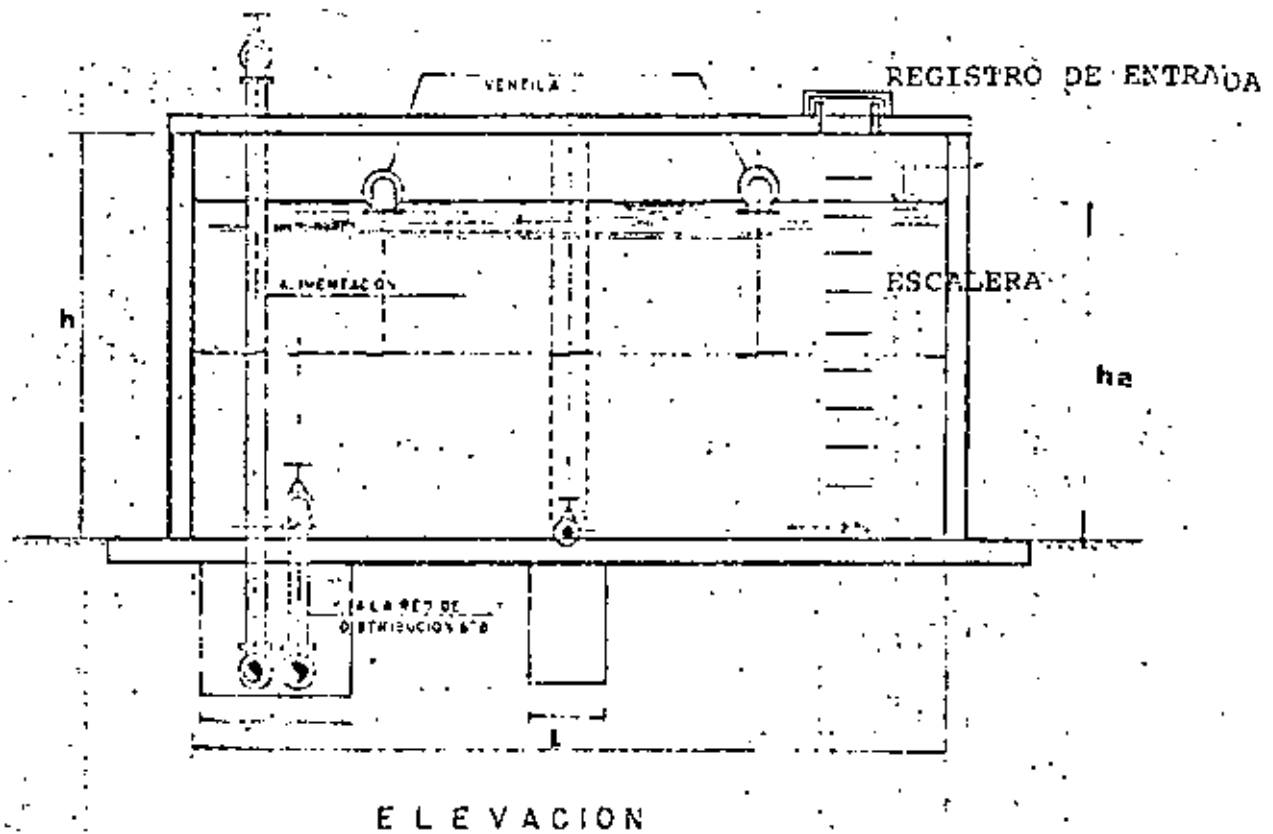


FIG. - 14 CORTE DE TANQUE ALMACENAMIENTO CON  
REGISTRO Y VENTILAS

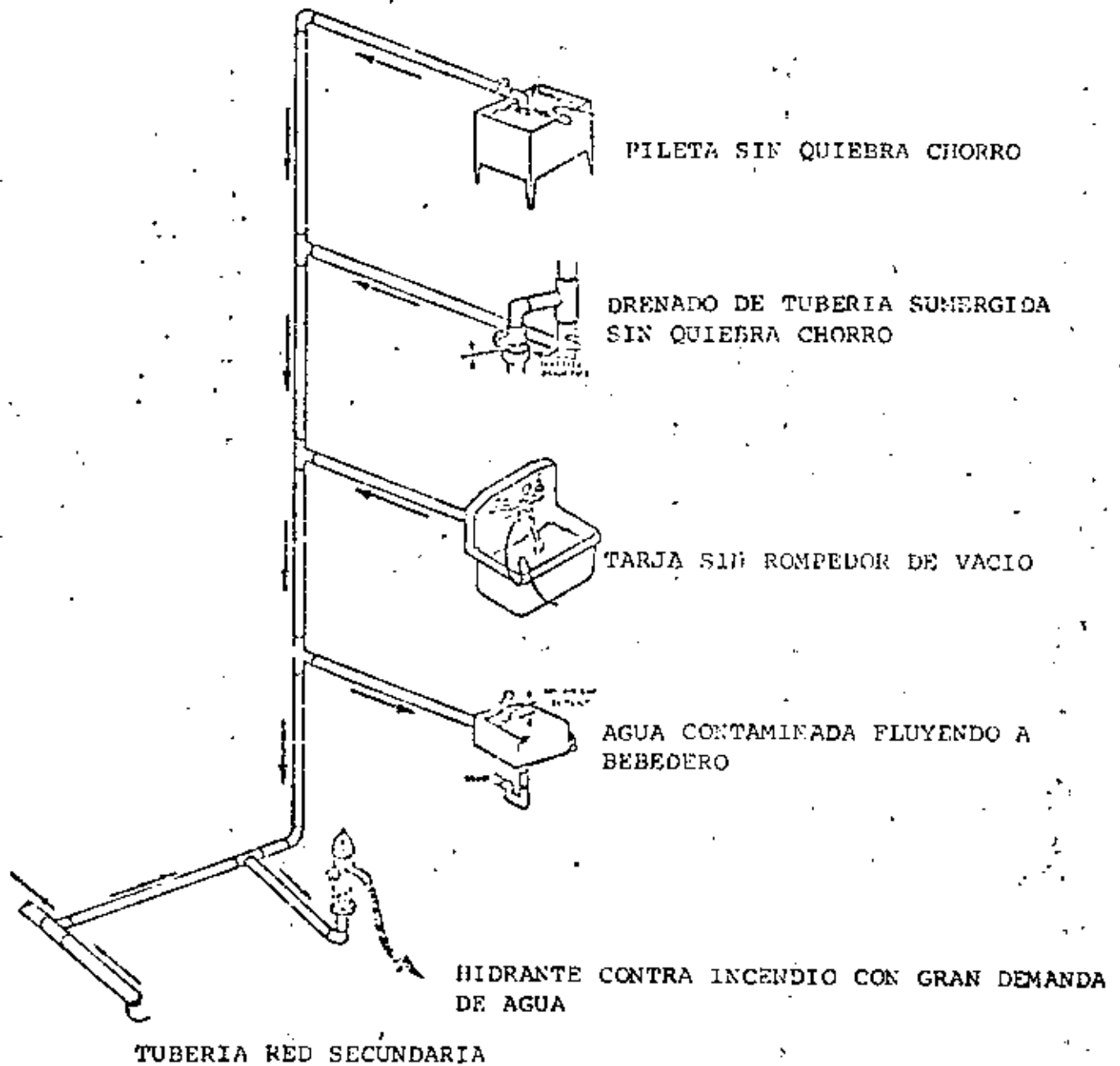
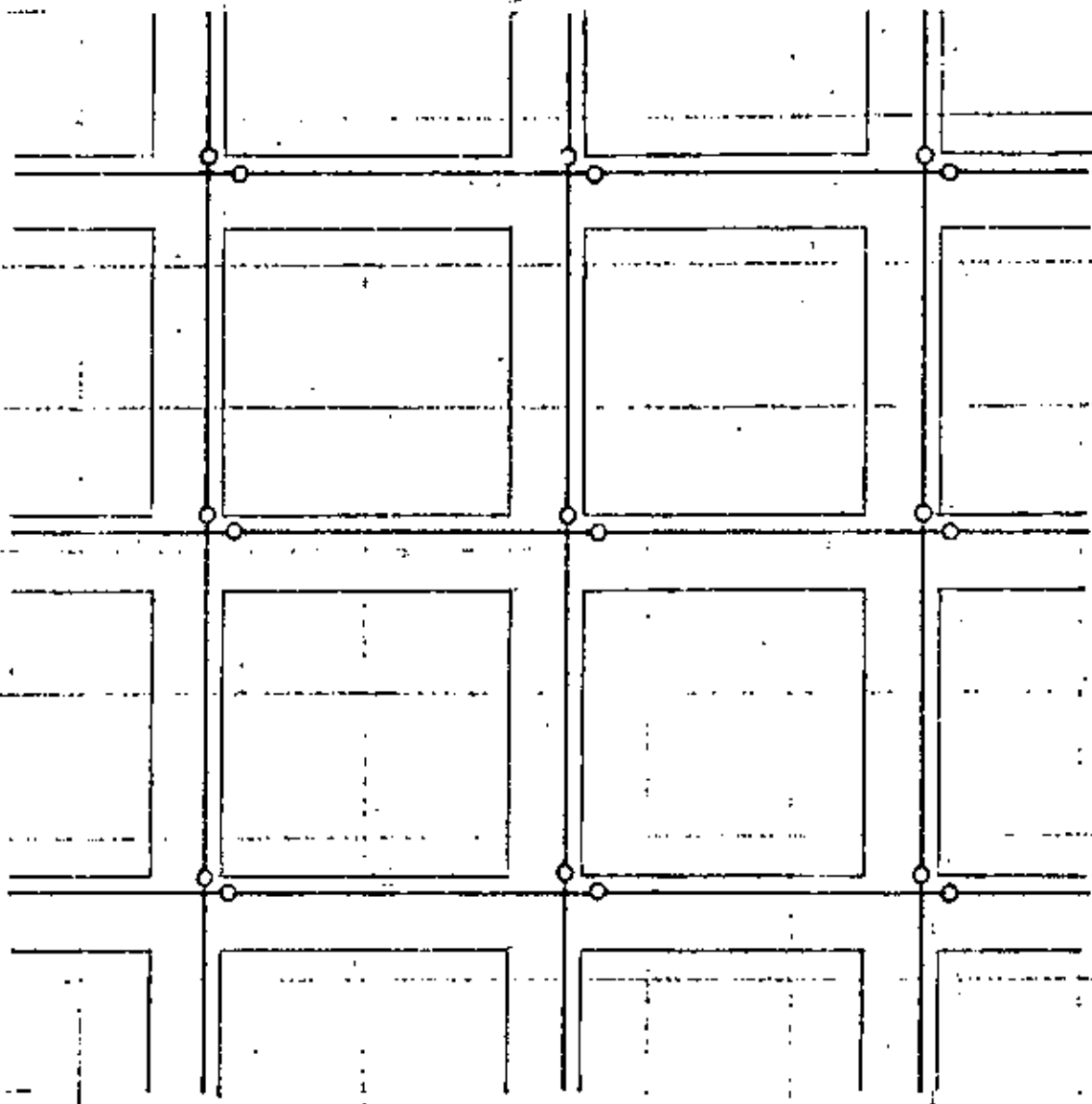


FIG.- 15 CONTAMINACION EN RED DE DISTRIBUCION POR FLUJOS INVERSOS



RED SECUNDARIA

VALVULAS

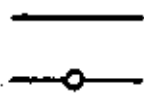


FIG.- 16 SECCION DE RED SECUNDARIA

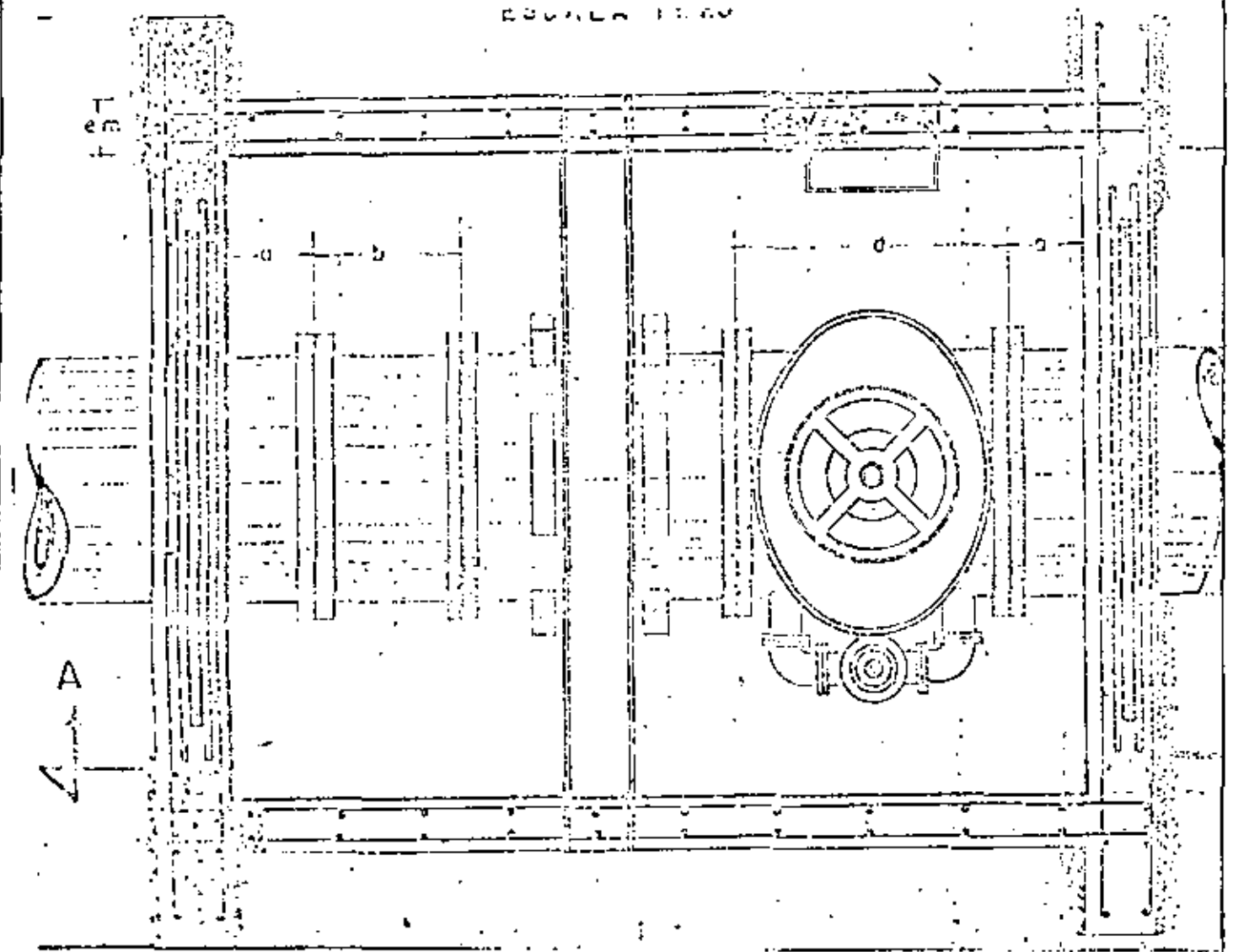


FIG. - 17-A CAJA DE VALVULAS DE RED PRIMARIA.

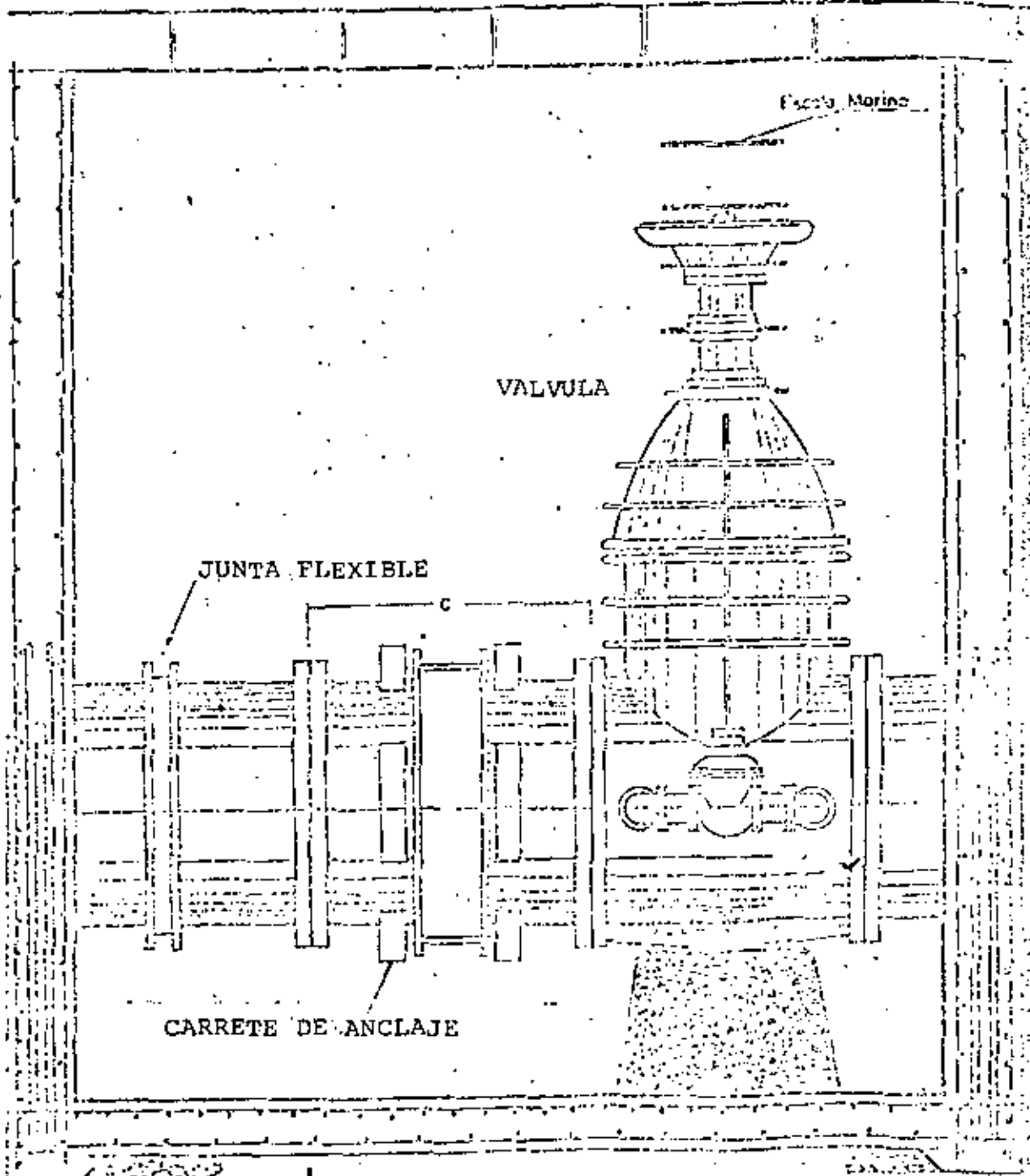
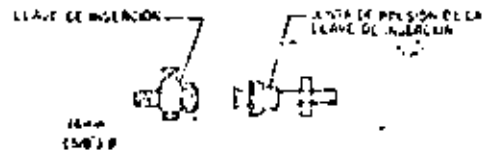


FIG. -17-B CAJA DE VALVULAS DE RED PRIMARIA (CORTE)

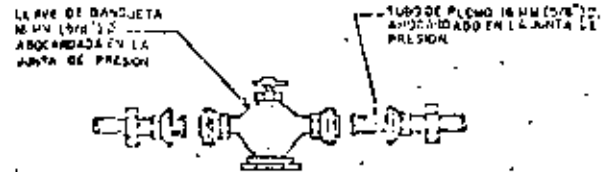
**LISTA DE MATERIALES**  
**CONCEPTO**

CANT. UNID.

- ① ABRAZADERA SIMPLE DE DOS PIEZAS DE 1070, PARA TUBERÍA DE ASBESTO (ELEMENTO CLASE A) CON PREPARACION LLANTIA-15/18" Ø Y DOS TORNILLOS CON TUERCA, CABEZA HEMISFÉRICA. 1 PZA
- ② LLAVE DE FIJACION DE BRONCE 16 MM (5/8") Ø, PARA 70 KG/CM<sup>2</sup> DE PRESION. 1 PZA
- ③ JUNTA DE PRESION PARA LA LLAVE DE INSERCIÓN 16MM (5/8") Ø. 3 PZAS
- ④ TUBO DE PLOMO REFORZADO, 16MM (5/8") Ø, PARA 70 KG/CM<sup>2</sup> DE PRESION LONGITUD DE 3 CM. 1 PZA
- ⑤ CAJA DE MANQUETA DE 1070 CON TAPA DE 70MM (5/8") DE ESPESOR. 1 PZA
- ⑥ LLAVE O BANCILETA DE BRONCE 16MM (5/8") Ø, PARA LA PRESION DE TRABAJO DE 70 KG/CM<sup>2</sup>. 1 PZA
- ⑦ TUBO DE PLOMO REFORZADO, 16MM (5/8") Ø, PARA 70 KG/CM<sup>2</sup> DE PRESION CON LONGITUD DE 100 CM. 1 PZA
- ⑧ TUBO DE FIERRO GALVANIZADO CÉDULA 40, 13MM (1/2") Ø, CON UN EXTREMO ROSCADO, CON LONGITUD DE 100 CM. 1 PZA
- ⑨ CODDO DE FIERRO GALVANIZADO 40" Ø 13MM (1/2") Ø. 4 PZAS
- ⑩ TUBO DE FIERRO GALVANIZADO CÉDULA 40, 13MM (1/2") Ø 20 CM DE LONGITUD EXTERNOS ROSCADOS. 1 PZA
- ⑪ NIPLE DE FIERRO GALVANIZADO CÉDULA 40, 13MM (1/2") Ø, EXTREMOS ROSCADOS, 12,5 CM DE LONGITUD. 5 PZAS
- ⑫ EQUIS DE MEDICION DE PASTO, 13 MM (1/2") Ø. 1 PZA
- ⑬ TUERCA UNION DE FIERRO GALVANIZADO, CÉDULA 40, 13 MM Ø. 1 PZA
- ⑭ LLAVE DE ORO, 13MM (1/2") Ø. 1 PZA
- ⑮ TE DE FILTRO GALVANIZADO CÉDULA 40 DE 15x15 MM (1/2"x1/2"). 1 PZA
- ⑯ LLAVE PARA MANQUETA DE 13 MM (1/2") Ø. 1 PZA
- ⑰ TUBO DE FIERRO GALVANIZADO CÉDULA 40 DE 13 MM (1/2") Ø DE 80 CM DE LONGITUD, CON EXTREMOS ROSCADOS. 1 PZA
- ⑱ TUBO DE FIERRO GALVANIZADO CÉDULA 40, 13MM (1/2") Ø CON LONGITUD 15 CM (EXTROS ROSCADOS). 1 PZA
- ⑳ SOLUCION DE PLOMO REFORZADO 15x10. 15 KG



DETALLE "A"



DETALLE "B"

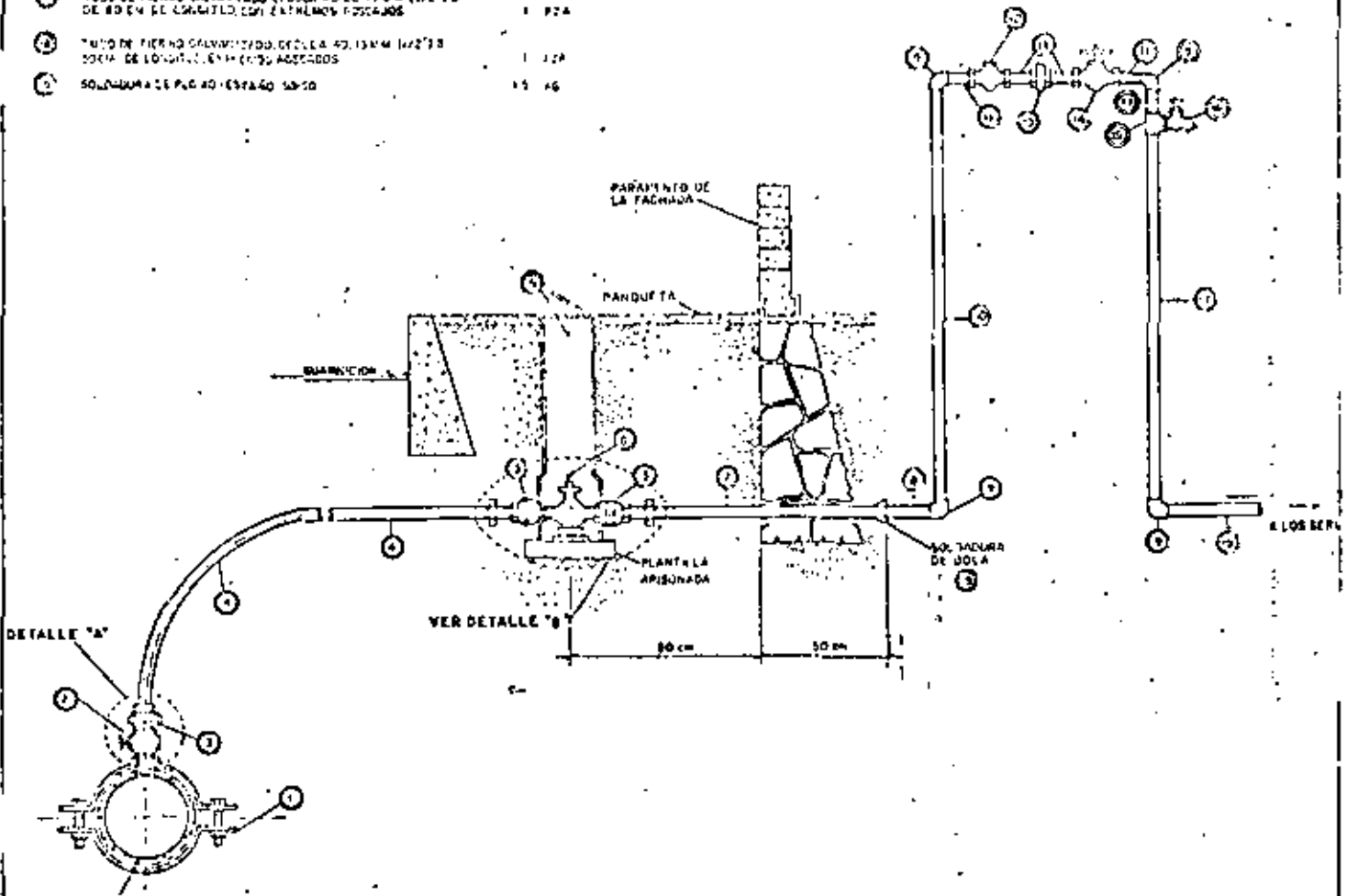
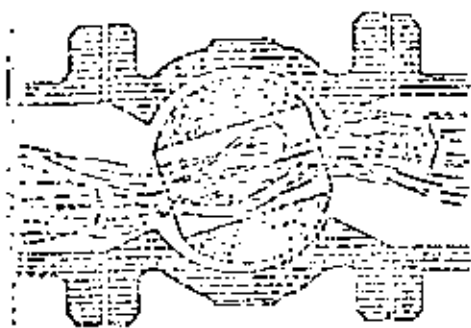


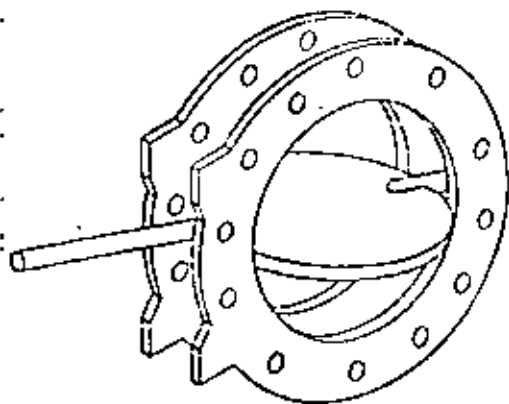
FIG. 18 TOMA DOMICILIARIA



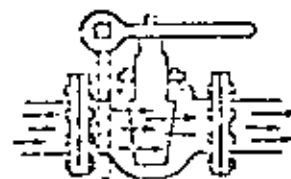
VALVULA DE ESFERA



VALVULA DE DIAFRAGMA

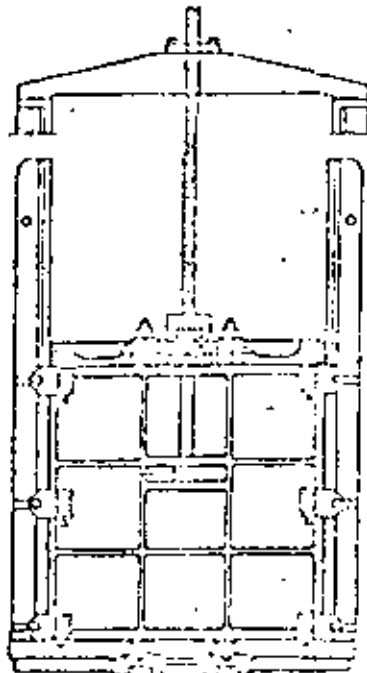


VALVULA DE MARIPOSA

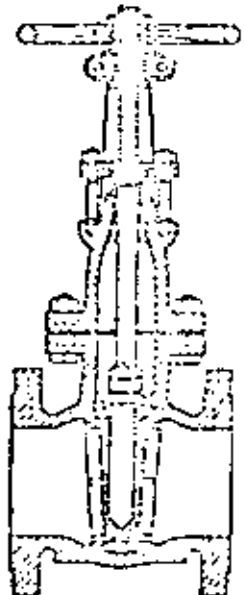


VALVULA DE CILINDRO

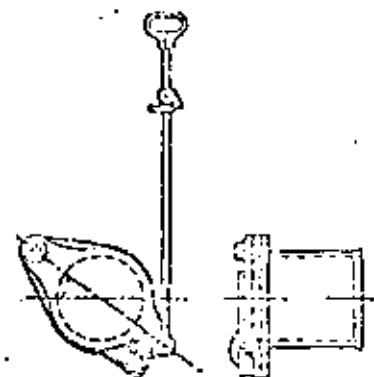
FIG.-19 ACCESORIOS



COMPUERTA DESLIZANTE



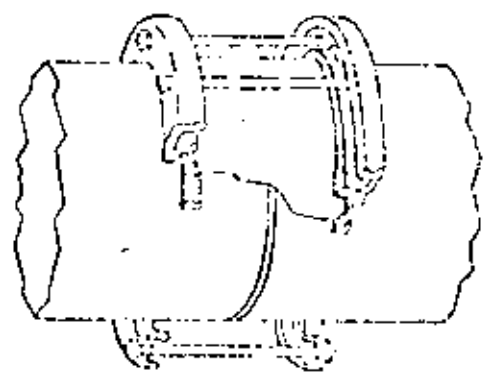
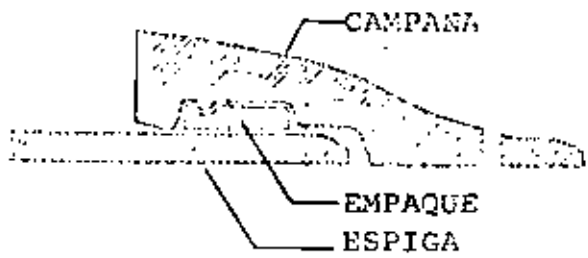
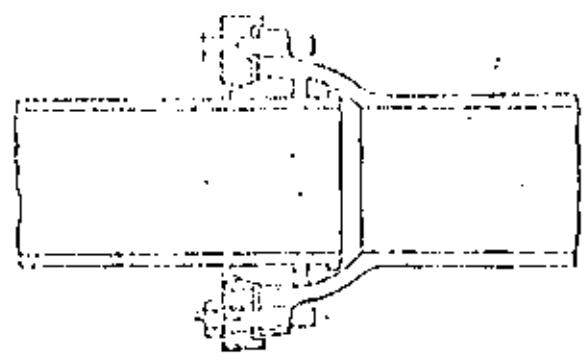
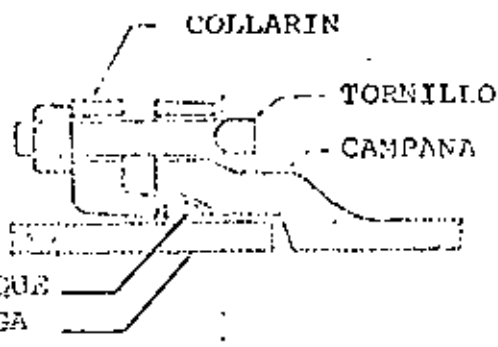
VALVULA DE COMPUERTA



VALVULA CORTANTEO DESLIZANTE

FIG. - 20 ACCESORIOS





COPE DE ACERO

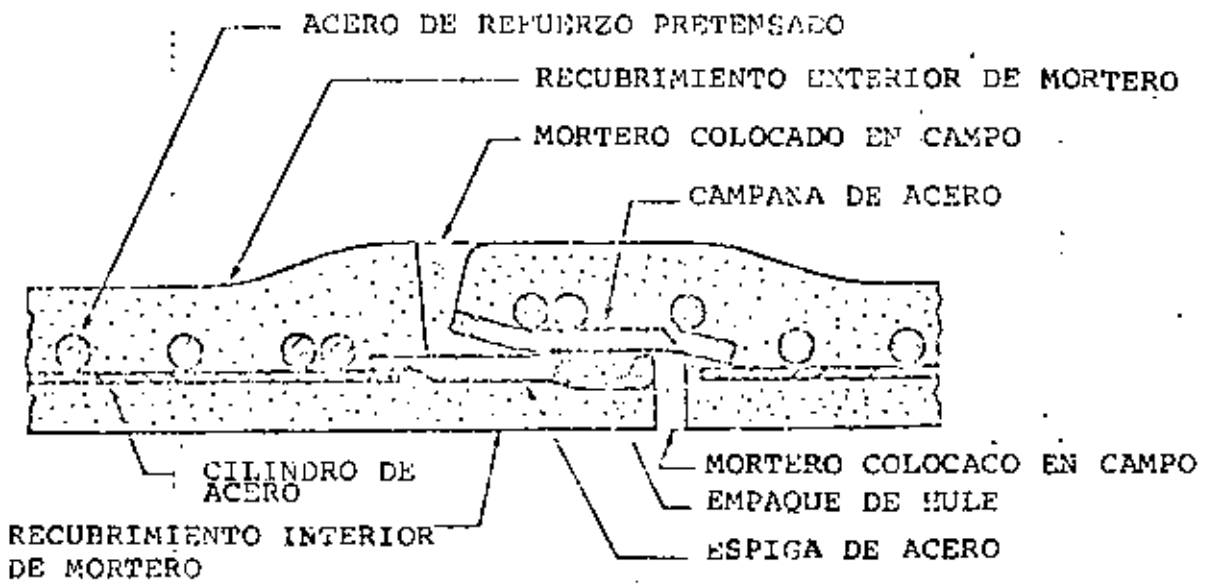


FIG. - 21 JUNTAS FLEXIBLES



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

REDES DE DISTRIBUCION  
ANALISIS FUNCIONAL

Ing. OSCAR A. FUENTES MARILES

SEPTIEMBRE, 1983

CURSO: PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

TEMA : REDES DE DISTRIBUCION. ANALISIS FUNCIONAL

I N D I C E

Teoría de Redes de tubos estática y dinámica

Instructivo del uso del programa estático

Listado del programa estático

Ejemplo de una red de distribución.

## REDES DE TUBOS ESTÁTICA Y DINÁMICA

Oscar A. Fuentes Mariles

### 1. INTRODUCCION

Los sistemas de distribución de agua potable están constituidos por redes de tuberías a presión, a lo largo de las cuales se hacen extracciones parciales y variables en el tiempo, de manera más o menos caótica.

Dichos sistemas están servidos por tanques de regulación o plantas de bombeo, que tampoco suministran gastos constantes ni mantienen cargas permanentes. Todo esto da como resultado un sistema dinámico y continuamente cambiante; y por si fuera poco, en las ciudades de los países en desarrollo existen almacenamientos domiciliarios, los cuales aunque suelen amortiguar las variaciones en ciertas condiciones, pueden acentuarlas en otras.

Los ingenieros al enfrentarse a estos problemas tan complicados se han visto obligados a aceptar simplificaciones toscas que les permitan construir modelos matemáticos que les den aunque sea una idea del funcionamiento de prototipos tan rebuscados. Así, han aceptado que solo existe la red primaria, esto es, los tubos con diámetros mayores, y que el agua únicamente se extrae de la red o ingresa a ella en los puntos de cruce de tubos o nudos de la misma; también han admitido que tanto los gastos de ingreso como de egreso (demandas) no cambian con el tiempo y que están dados por su valor medio a lo largo del día.

Pertrechados con todas estas ilusorias suposiciones, los ingenieros cal  
culistas de redes se han enfrentado al problema de constatar si, con  
ciertos diámetros que se suponen y teniendo en cuenta las cargas y capa  
cidades de entrega de tanques y borbos, es posible suministrar las de-  
mandas en los nudos, con cargas compatibles con la topografía de la zona  
servida. Esa manera de proceder estuvo plenamente justificada en épocas  
pasadas, en que no obstante las limitaciones tecnológicas, los ingenieros  
tuvieron que proporcionar agua potable a las poblaciones que la demanda-  
ban.

Actualmente, continuar por ese camino resultaría menos justificado, aun-  
que ... más cómodo.

Este sencillo trabajo tiene por objeto mostrar al lector interesado algu-  
nos de los caminos que se han seguido recientemente a fin de acercarse  
un poco a la *realidad*, y no por el prurito de hacerlo, sino por el con-  
vencimiento de que solo así se podrán hacer diseños más racionales en  
sistemas que, como las ciudades modernas, cada vez crecen y se complican  
más.

## 2. RED ESTÁTICA

Los primeros modelos matemáticos, llamados *estáticos* por la hipótesis de  
permanencia de cargas y gastos, se han venido manejando con diversas me  
todologías, las que fueron evolucionando poco a poco. El primer proce-  
dimiento universalmente aceptado fue el de Cross, que consiste en sub-  
dividir la red en circuitos parciales, en cada uno de los cuales se ha-  
cen ajustes sucesivos, hasta lograr la compatibilidad necesaria entre  
los gastos circulantes y los desniveles piezométricos de cada uno de  
ellos; este método, aunque lento en su convergencia, sobre todo por la  
doble corrección que debe hacerse a tubos comunes a dos circuitos con-  
tiguos, fue mejorado por distintos autores y, aun ahora, en plena época  
de uso indiscriminado de computadoras, sigue siendo utilizado en siste-  
mas de pequeño tamaño.

Cuando la computadora empezó a preparar los recibos de pago de los usuarios, los ingenieros consideraron que había llegado el momento de que también calculara las redes que les llevarían el agua y así surgió un nuevo enfoque, el de abordar el mismo modelo estático, pero ahora sirviéndose, simultáneamente de las dos ecuaciones de Saint Venant, de manera que para cada tubo,  $j$ , se tuviera

$$h_s - h_i = K_k Q_k^2 \quad (2.1)$$

con  $K_k = \frac{8f_k}{g\pi^2} \frac{l_k}{D_k^5}$ , siendo  $h_s$  y  $h_i$  las cargas en los extremos  $s$  e  $i$  del tubo  $k$ , y  $Q_k$  el gasto que fluye a través de este, mientras que  $f_k$ ,  $l_k$ ,  $D_k$  son el coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach, longitud y diámetro, respectivamente, de dicho tubo, y  $g$  la aceleración de la gravedad.

También para cada nudo,  $l$ ,  $\sum Q_k + q_l = 0$ , donde  $\sum Q_k$  representa la suma algebraica de los gastos en los tubos que tienen en común el nudo  $l$ , y  $q_l$  el gasto de egreso de la red (demanda) o que también puede ser de ingreso a la red. Al sustituir las primeras ecuaciones en las segundas, se obtenía el sistema no lineal

$$\sum \frac{1}{K_k} (h_s - h_i)^{1/2} + q_l = 0 \quad (2.2)$$

Entre otros trabajos, los de González y Capella (ref 1), Fowler (ref 2) Jeppeson y Davis (ref 4) han intentado resolver este sistema con el método Raphson-Newton, obteniéndose resultados más o menos satisfactorios, pero con el inconveniente de que requiere mucho tiempo de cálculo y de datos iniciales que, si son mal estimados, pueden conducir a una convergencia muy lenta o, inclusive, no llegar a la solución del sistema (ref 3).

Posteriormente (refs 5 y 6) se ocurrió que, utilizando esquemas sencillos de diferencias finitas (refs 1 y 2), la relación entre gasto y cargas en cada tubo, en dos iteraciones sucesivas, se podría escribir como

$$Q_k^{J+1} = \alpha_k^J h_s^{J+1} - \alpha_k^J h_i^{J+1} + \gamma_k^J \quad (2.3)$$

siendo

$$\alpha_k^J = \frac{1}{2 K_k |Q_k^J|} ; \gamma_k = \frac{1}{2} + \frac{\theta}{2} \alpha_k^J$$

representando el superíndice (J o J+1) la iteración, y  $\theta$  una constante que en la práctica se ha encontrado que con ella en el intervalo  $1 < \theta < 5$  se obtienen buenos resultados.

Como ejemplo considerese las fig 2.1 y 2.2, obsérvese que

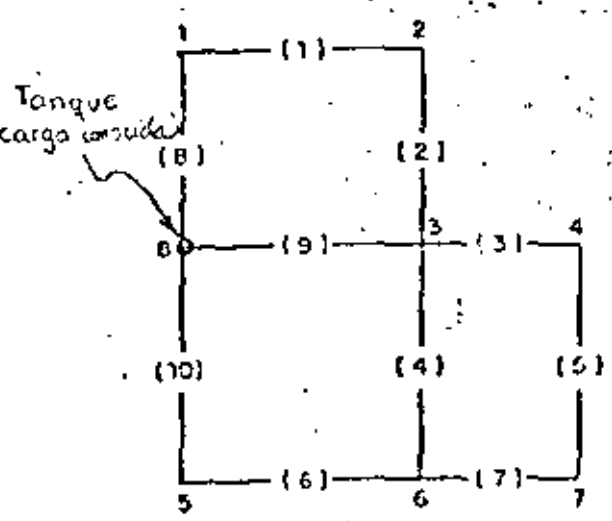


Fig 2.1

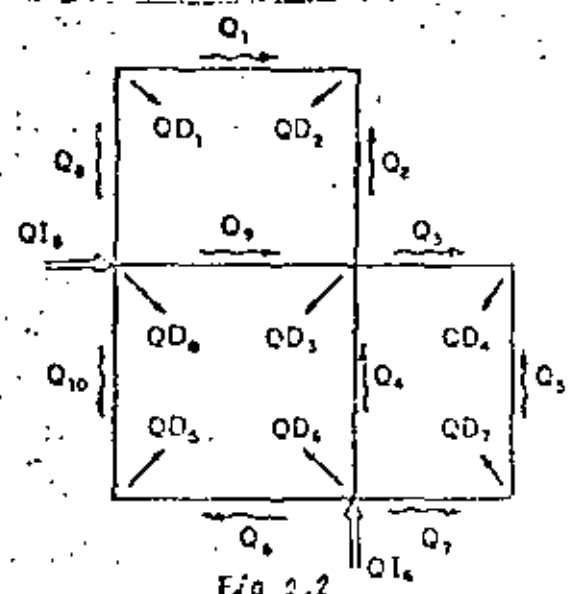


Fig 2.2

se ha hecho una designación especial para los tubos y los nudos (fig 1)

Al establecer las condiciones de continuidad en los nudos 1 a 8 en la iteración J+1

Nudo 1	$Q_8^{J+1} - Q_1^{J+1} = QD_1$	} (2.4)
Nudo 2	$Q_1^{J+1} + Q_2^{J+1} = QD_2$	
Nudo 3	$Q_9^{J+1} + Q_2^{J+1} + Q_4^{J+1} - Q_3^{J+1} = QD_3$	
Nudo 4	$Q_8^{J+1} + Q_5^{J+1} = QD_4$	
Nudo 5	$Q_{10}^{J+1} + Q_6^{J+1} = QD_5$	
Nudo 6	$-Q_6^{J+1} - Q_4^{J+1} - Q_3^{J+1} = QD_6$	
" 7 2	$Q_3^{J+1} - Q_5^{J+1} = QD_7$	

Si ahora se sustituye la ec 2.3 en el sistema (2.4), se obtiene

$$\begin{aligned}
 (-\alpha_8^j - \alpha_1^j) h_1^{j+1} + \alpha_1^j h_2^{j+1} &= QD_1 - \gamma_8^j + \gamma_1^j \\
 \alpha_1^j h_1^{j+1} + (-\alpha_1^j - \alpha_2^j) h_2^{j+1} + \alpha_2^j h_3^{j+1} &= QD_2 - \gamma_1^j - \gamma_2^j \\
 \alpha_2^j h_2^{j+1} + (-\alpha_2^j - \alpha_3^j - \alpha_4^j - \alpha_9^j) h_3^{j+1} + \alpha_3^j h_4^{j+1} + \alpha_4^j h_6^{j+1} + \alpha_9^j h_8^{j+1} &= QD_3 - \gamma_9^j - \gamma_2^j - \gamma_4^j + \gamma_3^j \\
 \alpha_3^j h_3^{j+1} + (-\alpha_3^j - \alpha_5^j) h_4^{j+1} + \alpha_5^j h_7^{j+1} &= QD_4 - \gamma_3^j - \gamma_5^j \\
 (-\alpha_6^j - \alpha_6^j) h_5^{j+1} + \alpha_6^j h_6^{j+1} + \alpha_{10}^j h_8^{j+1} &= QD_5 - \gamma_{10}^j - \gamma_6^j \\
 \alpha_4^j h_3^{j+1} + \alpha_6^j h_5^{j+1} + (-\alpha_4^j - \alpha_6^j - \alpha_7^j) h_6^{j+1} + \alpha_7^j h_7^{j+1} &= QD_6 + \gamma_6^j + \gamma_4^j + \gamma_3^j - QI_6 \\
 \alpha_5^j h_4^{j+1} + \alpha_7^j h_6^{j+1} + (-\alpha_5^j - \alpha_7^j) h_7^{j+1} &= QD_7 - \gamma_7^j + \gamma_5^j \\
 \alpha_8^j h_1^{j+1} + \alpha_9^j h_3^{j+1} + \alpha_{10}^j h_5^{j+1} + (-\alpha_8^j - \alpha_9^j - \alpha_{10}^j) h_8^{j+1} &= QI_8 + \gamma_8^j + \gamma_9^j + \gamma_{10}^j
 \end{aligned}$$

El sistema de ecuaciones anterior, tiene 7 incógnitas  $(h_1^{j+1}, h_2^{j+1}, h_3^{j+1}, \dots, h_7^{j+1})$  y tiene solución única. Para resolverlo se consideran las primeras siete ecuaciones y los términos que contienen a la carga conocida  $h_8^{j+1}$  se pasan al segundo miembro de las ecuaciones. Escribiendo en forma matricial, el sistema resultante

$$\begin{bmatrix}
 -\alpha_8^j - \alpha_1^j & \alpha_1^j & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \alpha_1^j & -\alpha_1^j - \alpha_2^j & \alpha_2^j & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & \alpha_2^j & -\alpha_2^j - \alpha_3^j - \alpha_4^j - \alpha_9^j & \alpha_3^j & 0 & \alpha_4^j & 0 \\
 0 & 0 & \alpha_3^j & -\alpha_3^j - \alpha_5^j & 0 & 0 & \alpha_5^j \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -\alpha_6^j - \alpha_{10}^j & \alpha_6^j & 0 \\
 0 & 0 & \alpha_4^j & 0 & \alpha_6^j & -\alpha_4^j - \alpha_6^j - \alpha_7^j & \alpha_7^j \\
 0 & 0 & 0 & \alpha_5^j & 0 & \alpha_7^j & -\alpha_5^j - \alpha_7^j
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 h_1^{j+1} \\
 h_2^{j+1} \\
 h_3^{j+1} \\
 h_4^{j+1} \\
 h_5^{j+1} \\
 h_6^{j+1} \\
 h_7^{j+1}
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 QD_1 - \gamma_8^j - \gamma_1^j \\
 QD_2 - \gamma_1^j - \gamma_2^j \\
 QD_3 - \gamma_9^j - \gamma_2^j - \gamma_4^j - \gamma_3^j + \alpha_9^j h_8^{j+1} \\
 QD_4 - \gamma_3^j - \gamma_5^j \\
 QD_5 - \gamma_{10}^j - \gamma_6^j - \alpha_{10}^j h_8^{j+1} \\
 QD_6 - QI_6 + \gamma_6^j + \gamma_4^j + \gamma_3^j \\
 QD_7 - \gamma_7^j + \gamma_5^j
 \end{bmatrix}$$

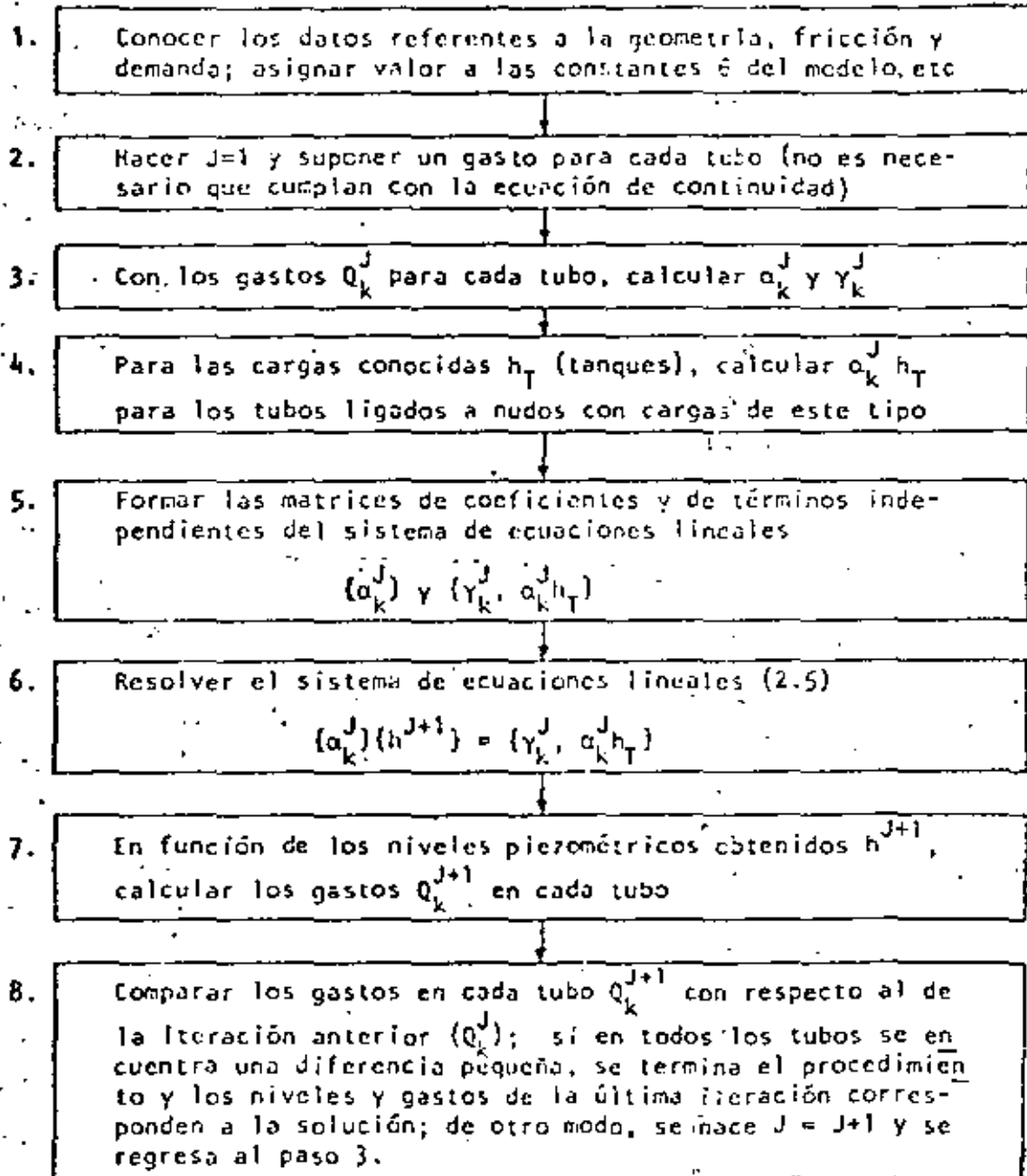
o en forma abreviada

$$\{\alpha_k^j\} \{h^{j+1}\} = \{\gamma_k^j, \alpha_k^j h_T\} \quad (2.5)$$



Observese que en la matriz de coeficientes muchos de sus elementos son nulos y que se tiene un sistema de ecuaciones por lo que conviene resolver por métodos para esta clase de sistemas. En la fig 23 se resumen los pasos del método numérico de la red estática.

Fig 23 DIAGRAMA DE BLOQUES DEL MODELO ESTÁTICO



### 3. ASPECTOS DE LA RED DINAMICA DE TUBOS

En los sistemas de abastecimiento de agua potable el suministro se hace mediante tanques de regulación o sistemas de bombeo generalmente situados en la periferia de la red; el agua se distribuye primero a los alcantariamientos domiciliarios que amortiguan los picos de demanda, ya que esta varía durante el día. Esta serie de circunstancias hace que al analizar una red "real", se tome una serie de precauciones para lograr resultados razonablemente confiables.

En un modelo dinámico de red deberá tomarse en cuenta la política de operación del sistema, representada, en cuanto a ingresos, por las horas en que se pongan en servicio tanques y bombas, además de asegurarse que las condiciones de la red permiten el funcionamiento adecuado de unos y otras, esto es, los tanques no podrán operar si la carga en la red produce gradiente opuesto, o si se sale del intervalo de operación de sus cotas extremas; otro tanto ocurre con las bombas, donde es necesario tener en cuenta sus curvas características de operación.

Por lo que se refiere a la demanda, se debe considerar que no toda será suministrada siempre por la red, sino que los tinacos ayudarán al suministro al tratar de mantenerlos llenos, siempre que las condiciones de carga y demanda momentánea lo permitan.

Para establecer un modelo dinámico es necesario modificar un poco las ecuaciones de Saint Venant, introduciendo las fuerzas de inercia en las dinámicas de los tubos y los efectos de regulación en las de continuidad en los nudos, con lo cual las ecs 2.1 y 2.2 toman las formas

$$\gamma A (h_N - h_M) - \bar{F}_k = \frac{M}{a} \frac{dQ_k}{dt} \quad (3.1)$$

$$\sum Q_i^J + dV_2^J + Q_2^J = 0 \quad (3.2)$$

En las ecuaciones,

$\gamma$  es el peso volumétrico del fluido,  $A$  área de la sección transversal del tubo,  $\bar{F}$  representa la resistencia a la fricción, y  $M$  la masa del fluido dentro del tubo, en tanto que  $dV_2^J$  el efecto de almacenaje, y las demás variables el mismo significado que las ecs 2.1 y 2.2.

Se propone expresar la ec. 3.1 en diferencias finitas como\*

$$\underbrace{\gamma A (\bar{h}_N - \bar{h}_M)}_{\Delta P} - \bar{F}_k = \frac{m}{a} \frac{\Delta Q_k}{\Delta t} \quad 3.3$$

Aceptando que para cualquier variable

$$\bar{G} = (1-\theta)G^J + \theta G^{J+1} \doteq G^J + \theta(G^{J+1} - G^J) \quad 3.4$$

donde  $\theta$  es un factor de peso tal que  $0 \leq \theta \leq 1$

Por otra parte, en forma aproximada, de la serie de Taylor, se considera que

$$\bar{G} - G^J = \Delta G \doteq \left( \frac{\partial G}{\partial x} \right)^J (x^{J+1} - x^J) \quad 3.5$$

por lo que se podrá escribir al considerar 3.5 en 3.4

$$\bar{G} = G^J + \theta \left( \frac{\partial G}{\partial x} \right)^J (x^{J+1} - x^J) \quad 3.6$$

\* Las otras testadas representan valores promedio en el intervalo de tiempo  $\Delta t$

De acuerdo con la ec 3.4, la diferencia de presiones promedio es

$$\overline{\Delta P} = \gamma a \theta (h_N^J - h_m^J) + \gamma a (1 - \theta) (h_N^{J-1} - h_m^{J-1}) \quad (3.7)$$

y la fricción media, según la ec 3.6, está dada por

$$\overline{F}_K = \frac{\gamma}{a} 2k\theta \ell \ell |Q_K^{J-1}| Q_K^J + (1-2\theta) \frac{\ell}{a} \ell \ell |Q_K^{J-1}| Q_K^{J-1} \quad (3.8)$$

y

siendo  $\ell \ell = \left(\frac{n^2}{r^{1/3}}\right)^2$  para  $n$  coeficiente de fricción de Manning y  $r$  radio hidráulico. Los superíndices indican que se trata de los valores de las variables en los instantes sucesivos  $J$  y  $J-1$  (para los tiempos  $t$  y  $t-\Delta t$ , respectivamente).

De esta manera, al sustituir las ecs 3.7 a 3.9 en la ec 3.3, se podrá escribir

$$\begin{aligned} & \theta (h_N^J - h_m^J) + (1-\theta) (h_N^{J-1} - h_m^{J-1}) - (1-2\theta) \frac{\ell}{a^2} \ell \ell |Q_K^{J-1}| Q_K^{J-1} - \\ & - 2\theta \frac{\ell \ell \ell}{a^2} |Q_K^{J-1}| Q_K^J = \frac{\ell}{g a \Delta t} (Q_K^J - Q_K^{J-1}) \end{aligned} \quad (3.7)$$

de donde puede encontrarse que:

$$Q_K^J = \alpha_K^{J-1} h_N^J - \alpha_K^{J-1} h_m^J + \gamma_K^{J-1} \quad (3.8)$$

siendo

$$\alpha_K^{J-1} = \frac{\theta}{\frac{\ell}{a} \left( \frac{1}{g \Delta t} + \frac{2\theta}{a^2} \ell \ell |Q_K^{J-1}| \right)} \quad (3.9)$$

$$\gamma_K^{J-1} = \frac{(1-\theta) (h_N^{J-1} - h_m^{J-1}) - (1-2\theta) \ell / a^2 \ell \ell |Q_K^{J-1}| Q_K^{J-1} + \frac{\ell}{g a \Delta t} Q_K^{J-1}}{\frac{\ell}{a} \left( \frac{1}{g \Delta t} + \frac{2k}{a^2} \ell \ell |Q_K^{J-1}| \right)} \quad (3.10)$$

La ec 3.8 relaciona las cargas en los extremos de la tubería  $Nm$  con el gasto que circula por ella en el instante  $J$ , suponiendo que el flujo es de  $N$  a  $m$  y que las características en el instante  $J-1$  son conocidas.

A continuación se comenta como es contemplado en el modelo dinámico el funcionamiento de tanques, bombas y tinacos.

a) Tanques de regulación

Con relación a la fig 3.1, se hace un análisis para la tubería de alimentación que lleva el agua del tanque T al nudo N, se tendría una ecuación del todo análoga a la 3.8.

$$Q_T^J = \alpha_T^{J-1} h_T^J - \alpha_T^{J-1} h_N^J + \gamma_T^{J-1} \quad (3.11)$$

donde

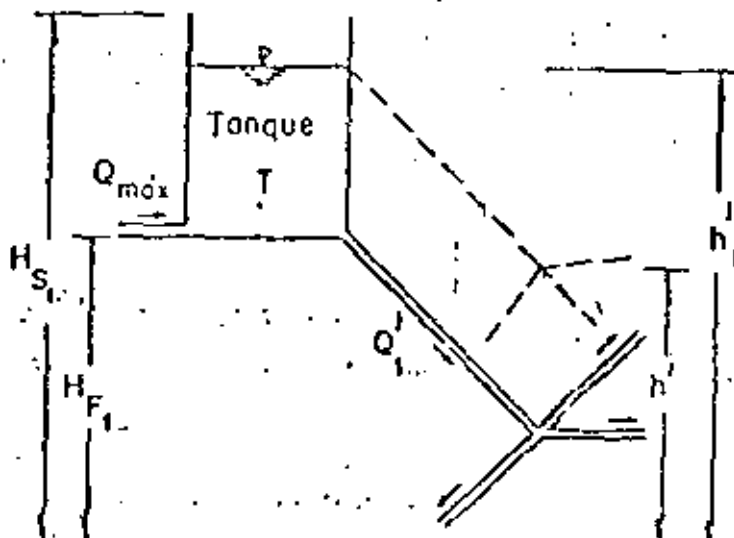
$$\alpha_T^{J-1} = \frac{\phi}{\frac{\ell}{a} \left( \frac{1}{g\Delta t} + \frac{2k}{a^2} ff |Q_T^{J-1}| \right)} \quad (3.12)$$

$$\gamma_T^{J-1} = \frac{(1-\phi)(h_T^{J-1} - h_N^{J-1}) - (1-2\phi) \frac{\ell}{a^2} ff |Q_T^{J-1}| Q_T^J + \frac{\ell}{c\Delta t a} Q_T^{J-1}}{\frac{\ell}{a} \left( \frac{1}{g\Delta t} + \frac{2k}{a^2} ff |Q_T^{J-1}| \right)} \quad (3.13)$$

Si  $\Delta t$  es muy pequeño, durante el intervalo se puede considerar que  $h_T^J$  es aproximadamente constante, y se supone igual  $h_T^{J-1}$ , con lo cual se tiene una incógnita menos en la ec 3.11 que queda:

$$Q_T^J = -\alpha_T^{J-1} h_N^J + \alpha_T^{J-1} h_T^{J-1} + \gamma_T^{J-1} \quad (3.14)$$

Es interesante hacer notar que no puede permitirse que  $h_T^J$  sea menor que  $H_{S_T}$  o mayor que  $H_{F_T}$ ; tampoco es posible que  $h_M^J > h_T^J$ . En síntesis, puede decirse que  $Q_T = 0$  si  $h_N^J \geq h_T^J$  o si  $h_T^J \geq h_M^J$  y, todo ello con  $h_T^J \leq H$ .



b) Bomba

12

(Fig 3.2)

En ese caso la ecuación característica de la máquina se puede ajustar con un polinomio de tercer grado, esto es:

$$Q_B = A_0 + A_1 h + A_2 h^2 + A_3 h^3$$

de esta manera, usando nuevamente las ecs 3.4. y 3.6 se tendrá

$$Q_B^J = Q_B^{J-1} + [A_1 + 2A_2 h^{J-1} + 3A_3 (h^{J-1})^2] [h^J - h^{J-1}]$$

que se puede escribir como

$$Q_B^J = \delta^{J-1} + \beta^{J-1} h^J \quad (3.15)$$

donde

$$\delta^{J-1} = Q_B^{J-1} - [A_1 + 2A_2 h^{J-1} + 3A_3 (h^{J-1})^2] h^{J-1} \quad (3.16)$$

$$\beta^{J-1} = A_1 + 2A_2 h^{J-1} + 3A_3 (h^{J-1})^2 \quad (3.17)$$

La ec 3.15 se utiliza cuando  $0 < h^J < H_{\text{máx}}^J$ ; en otro caso,  $Q_B^J = 0$ .

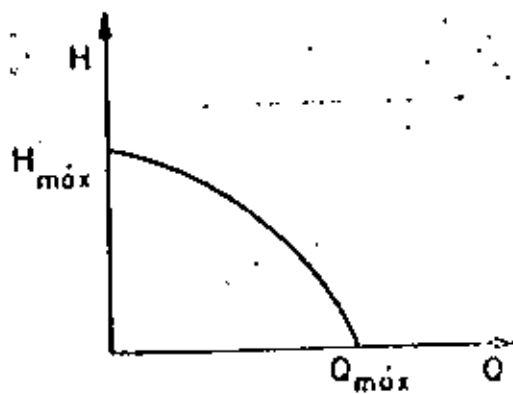


Fig 3.2

## c) Tinacos

12

Con respecto a los tinacos se pueden confrontar algunas dificultades en su evaluación. En los programas desarrollados por el Instituto de Ingeniería (ref 6), es determinado en función del almacenamiento de los tinacos domiciliarios y de la demanda. Esto se ha planteado así porque corresponde a las redes de tipos de México, pero se puede extender su aplicación a redes que no los tengan, o que son sustituidos por tanques reguladores.

En estos programas, en una primera etapa de elaboración del modelo dinámico, se consideró que todos los almacenamientos domiciliarios de la zona servida por un nudo, estaban representados por un solo recipiente abastecido desde el nudo por un tubo hipotético, y se sugirieron criterios toscos para la determinación de la geometría del recipiente y tubo imaginarios, advirtiéndose que ellos deberían calibrarse una vez hechas algunas mediciones. Se supuso además, que estos recipientes hipotéticos funcionarían de tal manera que dejaran de operar si el nivel en ellos descendía de cierto valor arbitrariamente fijado, o que funcionaban parcialmente de acuerdo con un criterio preestablecido.

Para echar a andar el procedimiento se probó con redes teóricas de tamaño más bien reducido, y se encontró que escogiendo cuidadosamente la geometría de recipientes y tubos que los sirvieran, el procedimiento funcionaba razonablemente bien. Sin embargo, el criterio de selección de esa geometría podría resultar complicado en una red de grandes dimensiones y bastante más intrincada, por ese motivo se han empleado dos metodologías diferentes. La primera, ampliamente usada en muchos cálculos hidrológicos, consiste en dar peso a los valores de las variables para los instantes  $J$  y  $J+1$ , con una técnica parecida al empleo de los llamados *splines*. Esta técnica ha dado ya resultados satisfactorios al ser usada para el análisis del sistema de agua potable de la Ciudad de México\*. La segunda manera de solventar esta dificultad se muestra en las figs 3.3 y 3.4

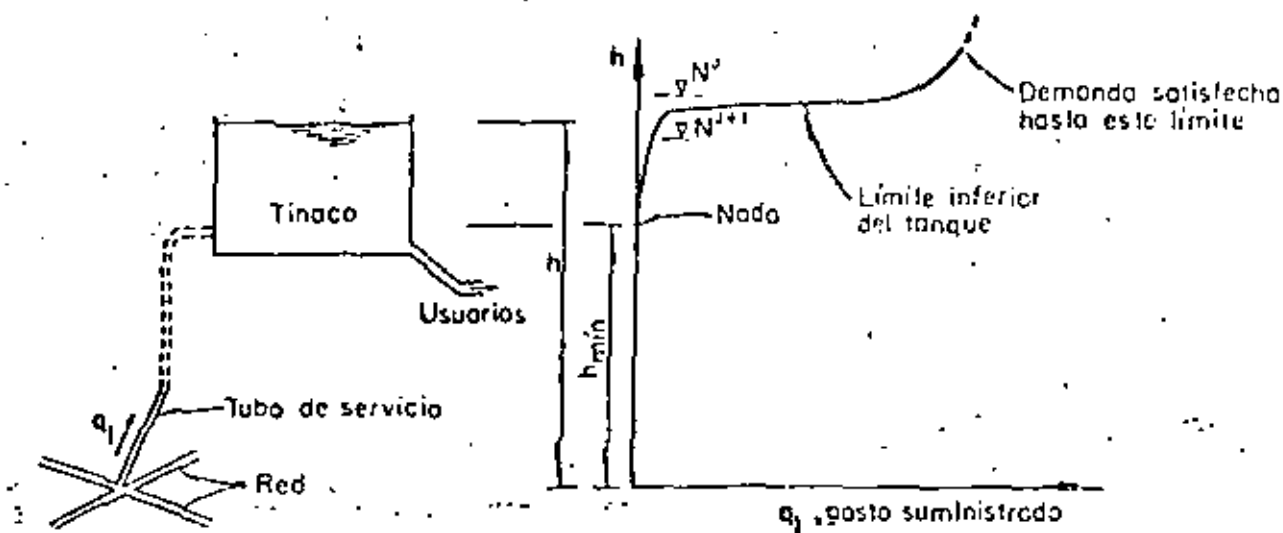


Fig 3.3.

Fig 3.4'

Como puede verse en las figs 3.3 y 3.4, en el procedimiento original si el nivel de los tanques dimensionados variaba de los  $N^j$  a  $N^{j+1}$  muestra-

\* Se han realizado simulaciones del funcionamiento de la red por 48 h considerando intervalos de tiempo de 10 min y 1 min, lo que ha tomado un tiempo de máquina DIGITAL PDP 11/40 de 2 h; las primeras confrontaciones con el sistema real parecen satisfactorias al comparar los valores obtenidos con el cálculo con las pocas mediciones hechas en la red actual.



dos, el gasto suministrado pasaba violentamente de ser un cierto  $q_g$ , a cero, lo cual fue causa de preocupación por la inestabilidad que produciría en el sistema si el calculista no decidía cambiar la geometría del tanque que él mismo había seleccionado arbitrariamente. En el sistema actual se ha supuesto un tanque, tan arbitrario como el anterior, pero capaz de suministrar agua en forma continua e independientemente del nivel, aunque de tal manera que para niveles bajos entregue gastos tan reducidos que equivalga a que el tanque no esté cumpliendo con su función de suministro. De esta manera, con una función continua, como la  $Q = f(h)$  mostrada en la fig 3.4 se puede salvar el escollo matemático sin renunciar a las ventajas de tener en cuenta el efecto de almacenaje. Es más, dada la gran variedad en altura y capacidad de los tanques domiciliarios, una función como combinación de exponenciales describe más fielmente las condiciones reales.

#### d) Procedimiento del modelo dinámico

Como en el caso del modelo estático, el procedimiento consiste en despejar  $Q_k^{j+1}$  en cada una de las ecs 3.8 ya linealizadas y sustituirlo en las 3.2, a efecto de formar el sistema para la iteración que, esquemáticamente, es de la forma

$$\{a^j\} \{h^{j+1}\} = \{dv_{L^j}^j, q_g^{j+1}\} \quad (3.15)$$

De esta manera es posible variar las demandas  $q_g^{j+1}$  en cada instante, para ir calculando la evolución temporal de  $h^{j+1}$ .

Los coeficientes de las ecuaciones de tanques, bombas y tirajes están implícitos en la matriz de coeficientes  $\{a^j\}$ .

En la fig. 3:6 se presenta un diagrama de bloques de este método. Como puede verse, el procedimiento permite calcular la evolución de la piezometría en la red, a medida en que cambia la demanda y, al mismo tiempo, identificar las zonas deficitarias y la magnitud de la deficiencia.

#### 4. CONSIDERACIONES FINALES

Por todo lo expuesto, se concluye que actualmente el ingeniero de redes de agua potable dispone ya de una herramienta poderosa para el análisis de estos sistemas, lo cual debería ser motivo de satisfacción; sin embargo, para que sea realmente el caso, el ingeniero debe aspirar a ser algo más que un calculista que maneje los nuevos programas como una caja negra, donde introduzca los datos por una parte y la calculadora le responda lo que debe hacer, por la otra.

Esto, que puede resultar chocante a quien cargado de problemas solo piensa en la manera de simplificarlos, resultará atractivo para aquellos verdaderamente interesados en comprender cómo funcionan los sistemas de agua potable y qué puede hacerse para mejorarlos.

No obstante que los programas para los análisis del sistema estático y dinámico están disponibles en la Sección de Hidráulica del Instituto de Ingeniería, junto con un cuaderno que describe con mayor detalle en qué consisten los programas y cómo se emplean, se prepararon instructivos para su uso y ejemplos de aplicación.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

REGLAMENTO FEDERAL SOBRE OBRAS DE PROVISION DE AGUA POTABLE

SEPTIEMBRE, 1983

**SECRETARIA DE SALUBRIDAD Y ASISTENCIA**

**DIRECCION DE INGENIERIA SANITARIA**

**REGLAMENTO**

**Federal sobre Obras de Provisión  
de Agua Potable**

(Publicado en el Diario Oficial del 2 de Julio de 1953)

México, D. F.

1964

**SECRETARIA DE SALUBRIDAD  
Y ASISTENCIA**

**REGLAMENTO FEDERAL SOBRE OBRAS DE  
PROVISION DE AGUA POTABLE**

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.—Presidencia de la República.

ADOLFO RUIZ CORTINES, Presidente Constitucional de los Estados Unidos Mexicanos, a sus habitantes, salud:

Que en uso de las facultades que al Ejecutivo de mi cargo concede la fracción I del artículo 89 Constitucional, a propuesta del Consejo de Salubridad General y con fundamento en los artículos 153, fracción III y 324 del Código Sanitario de los Estados Unidos Mexicanos, he tenido a bien expedir el siguiente

**REGLAMENTO FEDERAL SOBRE OBRAS DE  
PROVISION DE AGUA POTABLE**

ARTICULO 1o.—Quedan sujetas a este Reglamento todas las aguas que se destinen a servicios públicos y domésticos, sean de propiedad nacional o particular.

ARTICULO 2o.—Conforme a la Ley Federal de Ingenieria Sanitaria vigente, son de utilidad pública la planeación, el estudio, la proyección, la construcción y la operación de las obras de provisión de agua potable.

Se entiende por:

I.—Planeación: los trabajos necesarios para establecer, con fines compatitivos, las diversas soluciones técnicas posibles para realizar una obra de provisión de agua potable y armonizarla con las ya existentes, en su caso.

II.—Estudio: los trabajos de investigación sanitaria, topográficos, geográficos, hidrológicos, estadísticos, de catastro y de financiamiento necesarios para fijar en detalle las condiciones de las obras y permitir su proyección.

III.—Proyección: los trabajos de gabinete necesarios para fijar las condiciones hidráulicas, de trazo, de dimensiones y de resistencia de las obras, así como las condiciones mecánicas y químicas que deban tener los equipos de bombeo y sus accesorios y las plantas potabilizadoras y sus anexos.

IV.—Construcción: los trabajos materiales necesarios para establecer el servicio de agua potable conforme a un proyecto aprobado.

V.—Operación: las labores necesarias para administrar, conservar, reparar, ampliar y mejorar el servicio.

Las Secretarías de Salubridad y Asistencia y de Recursos Hidráulicos, de común acuerdo, fijarán en un instructivo los requisitos que deberán reunir los proyectos de obras a que se refiere este Reglamento, tanto para su construcción, como para su operación.

ARTICULO 3o.—La construcción de toda obra de provisión de agua potable estará sujeta a la previa aprobación de un proyecto que comprenda todos los aspectos señalados en la fracción III del artículo anterior.

ARTICULO 4o.—Los proyectos de las obras de provisión de agua potable que realice la Federación con sus fondos o en las que intervenga garantía federal, así como las que pretendan ejecutar las autoridades locales o los particulares, deberán ser sometidos a la consideración y aprobación, desde el punto de vista sanitario, de la Secretaría de Salubridad y Asistencia.

ARTICULO 5o.—Los proyectos de las obras de provisión de agua potable que pretendan ejecutar las autoridades locales o los particulares, deberán ser sometidos a la consideración y aprobación de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, en cuanto a sus condiciones constructivas e hidráulicas.

ARTICULO 6o.—Las obras de abastecimiento de agua potable se efectuarán preferentemente en los centros de población que, de común acuerdo, fijen la Secretaría de Salubridad y Asistencia y la dependencia, autoridad o particular que proyecte construirla, vistos los problemas que, para el caso, requieren atención inmediata.

ARTICULO 7o.—Se considera agua potable toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud, para lo cual deberá llenar los requisitos siguientes:

I.—Carácteres físicos: de preferencia, la turbiedad del agua no excederá del número 10 (diez) de la escala de sílice; y su color del número 20 (veinte)

de la escala de platino-cobalto. El agua será inodora y de sabor agradable.

De no poderse cumplir con los requisitos anteriores, se admitirán aquellos caracteres físicos que sean tolerables para los usuarios, siempre que no sean resultado de condiciones objetables desde los puntos de vista bacteriológico y químico.

II.—Caracteres químicos: un pH de 6.0 a 8.0 para aguas naturales no tratadas.

Para aguas tratadas o sometidas a un proceso químico, se aplicarán las normas especiales de las fracciones IV.

Un contenido, expresado en miligramos por litro o los comúnmente denominadas "partes por millón", de los elementos, iones y sustancias que a continuación se expresan:

Nitrógeno (N) amoniacal hasta . . . . .	0.50
Nitrógeno (N) proteico hasta . . . . .	0.10
Nitrógeno (N) de nitratos (con análisis bacteriológico aceptable) hasta . . . . .	0.05
Nitrógeno (N) de nitratos hasta . . . . .	5.00
Oxígeno (O), consumido en medio ácido, hasta . . . . .	3.00
Oxígeno (O) consumido en medio alcalino, hasta . . . . .	3.00
Sólidos totales, de preferencia, hasta 500, pero tolerándose hasta . . . . .	1000
Alcalinidad total, expresada en $\text{CaCO}_3$ , hasta . . . . .	400
Dureza total, expresada en $\text{CaCO}_3$ , hasta . . . . .	300
Dureza permanente o de no carbonatos, expresada en $\text{CaCO}_3$ , en aguas naturales de preferencia, hasta . . . . .	150

Mercurios expresados en Cl, hasta . . . . .	250
Sulfatos, expresados en $\text{SO}_4$ hasta . . . . .	250
Magnesio, expresado en Mg., hasta . . . . .	125
Zinc, expresado en Zn, hasta . . . . .	15.00
Cobre, expresado en Cu, hasta . . . . .	3.00
Fluoruros, expresados en F1, hasta . . . . .	1.50
Hierro y Manganeso, expresados en Fe y Mn, hasta . . . . .	0.30
Plomo, expresado en Pb, hasta . . . . .	0.10
Arsénico, expresado en As, hasta . . . . .	0.05
Selenio, expresado en Se, hasta . . . . .	0.05
Cromo, hexavalente, expresado en Cr, hasta . . . . .	0.05
Compuestos fenólicos, expresados en fenol, hasta . . . . .	0.001
Cloro libre, en aguas cloradas no menos de . . . . .	0.20
Cloro libre, en aguas sobrecloradas, no menos de 0.20 ni más de . . . . .	1.00

### III.—Caracteres bacteriológicos:

El agua estará libre de gérmenes patógenos procedentes de contaminación fecal humana.

Se considerará que una agua está libre de esos gérmenes cuando la investigación bacteriológica dé como resultado final:

a).—Menos de veinte (20) organismos de los grupos coli y coliforme por litro de muestra definiéndose como organismos de los grupos coli y coliforme todos los bacilos no esporógenos, Gram negativos, que fermenten el caldo lactosado con formación de gas.

b).—Menos de doscientas (200) colonias bacterianas por centímetro cúbico de muestra, en la placa de agar incubada a 37°C por 24 horas.

c).—Ausencia de colonias bacterianas licuantes de la gelatina, cromógenas o fétidas, en la siembra de un centímetro cúbico de muestra en gelatina incubada a 20 grados por 48 horas.

En los abastecimientos de agua potable el número mínimo de pruebas bacteriológicas completas o confirmatorias que se verifiquen mensualmente, de muestreos en el sistema de distribución (con exclusión de todas aquellas que se originen de muestreos en las captaciones o en las plantas potabilizadoras para propósitos de vigilancia), será el siguiente:

Número de habitantes servidos	Número mínimo mensual de pruebas bacteriológicas
2,500 o menos	1 (una)
10,000	7 (siete)
25,000	25 (veinticinco)
100,000	100 (cien)
1,000,000	300 (trescientas)
2,000,000	390 (trescientas noventa)
3,000,000	450 (cuatrocientas cincuenta)

Para las poblaciones con número intermedio de habitantes se requerirá el número de pruebas resultantes de la interpolación lineal entre los datos que estén más cercanos en la anterior escala.

IV.—Las aguas tratadas químicamente para clarificación o ablandamiento, satisfarán los tres requisitos siguientes:

a).—La alcalinidad a la fenolftaleína calculada como  $\text{CaCO}_3$ , será menor de 15 partes por millón, más

0.1 veces la alcalinidad total, con un pH inferior a 10.6.

b).—La alcalinidad de carbonatos normales será menor de 120 partes por millón, para lo cual la alcalinidad total, en función del pH, estará limitada según la escala siguiente:

Valor del pH	Alcalinidad total máxima, expresada en $\text{CaCO}_3$
8.0 a 9.6	400
9.7	340
9.8	300
9.9	260
10.0	230
10.1	210
10.2	190
10.3	180
10.4	170
10.5 a 10.6	160

c).—La alcalinidad total no excederá a la dureza total en más de 35 mg. por litro o partes por millón, ambas calculadas como  $\text{CaCO}_3$ .

Los métodos que se usen para las investigaciones físicas, químicas y bacteriológicas anteriores, serán los que sugiera la Organización Mundial de la Salud o los que fije la Secretaría de Salubridad y Asistencia.

ARTICULO 8o.—La Secretaría de Salubridad y Asistencia exigirá que las obras de provisión de agua en servicio garanticen la potabilidad de la misma en su distribución.

ARTICULO 9o.—Toda fuente de provisión de

agua potable tendrá una zona de protección bien definida.

ARTICULO 10.—La extensión y demás condiciones de las zonas de protección se fijarán, en cada caso, tomando en cuenta la naturaleza de la fuente; y deberán ser aprobadas, en cuanto afecte al aspecto sanitario, por la Secretaría de Salubridad y Asistencia, y en lo que se refiera al hidrogenoquímico por la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

ARTICULO 11.—Dentro de la zona de protección quedan prohibidas las explotaciones agrícolas, ganaderas, industriales o de cualquiera índole que puedan ser causas de modificación de las condiciones sanitarias e hidrológicas de la fuente.

ARTICULO 12.—La captación de las aguas destinadas a consumirse sin tratamiento previo, deberá estar protegida en forma que garantice la conservación de sus condiciones de potabilidad a juicio de la Secretaría de Salubridad y Asistencia.

ARTICULO 13.—Toda fuente de provisión de agua potable para consumo humano estará sujeta a la vigilancia de la Secretaría de Salubridad y Asistencia, la cual resolverá sobre su potabilidad, de acuerdo con el análisis que de ella hagan sus laboratorios o peritos particulares u oficiales reconocidos por la misma Secretaría.

Las autoridades, entidades u personas a cuyo cargo se encuentren las provisiones de agua, serán directamente responsables de la potabilidad de las aguas en todo tiempo, así como de la aplicación de los procedimientos de depuración aprobados por la Secretaría de Salubridad y Asistencia, de acuerdo con los instructivos que dicte.

ARTICULO 14.—La distribución de las aguas destinadas al consumo público se hará mediante conductos cerrados y a presión. Los materiales que se empleen deberán garantizar, a juicio de la Secretaría de Salubridad y Asistencia, la conservación de las cualidades del agua distribuida.

ARTICULO 15.—Para conceder autorizaciones a los aparatos purificadores o potabilizadores de agua, se tendrán en cuenta los resultados satisfactorios de pruebas de laboratorio efectuadas conjuntamente en los laboratorios del Instituto de Salubridad y Enfermedades Tropicales y del Laboratorio Central de la Secretaría de Salubridad y Asistencia, a las que serán sometidos durante un plazo no menor de noventa días. La propaganda comercial relacionada con estos aparatos anunciará al público las condiciones de funcionamiento de los mismos y su período de trabajo eficaz.

ARTICULO 16.—Las infracciones del presente Reglamento serán castigadas de acuerdo con lo prevenido en los artículos 338 y 339 del Código Sanitario.

ARTICULO 17.—Las personas físicas o morales que contaminen el agua de las fuentes de abastecimiento o en las redes de distribución, o que modifiquen su producción o su composición química haciéndola impropia para el uso o usos a que se refiere el Artículo 7 de este Reglamento, serán sancionadas de acuerdo con los artículos antes citados, sin perjuicio de ser consignados a las autoridades competentes, cuando el hecho pueda constituir un delito.



## TRANSITORIOS:

ARTICULO PRIMERO.—Este Reglamento empezará a regir a los treinta días a partir de la fecha de su publicación en el "Diario Oficial".

ARTICULO SEGUNDO.—Las fuentes de provisión de aguas que ya están destinadas al consumo público, deberán ser manifestadas a la Secretaría de Salubridad y Asistencia y a la de Recursos Hidráulicos, dentro del plazo de un año, contado a partir de la fecha en que éntre en vigor el presente Reglamento. Al hacer la manifestación mencionada se expresarán los siguientes datos:

- I.—Nombre del propietario;
- II.—Ubicación de la fuente;
- III.—Nombre del núcleo poblado que abastece;
- IV.—Número de habitantes de ese núcleo;
- V.—Número aproximado de usuarios;
- VI.—Naturaleza de la fuente; (manantial, pozo a cielo, abierto, pozo profundo, aguas superficiales o de otra clase);
- VII.—Si el agua es o no tratada para depurarla;
- VIII.—Plano de las obras que formen el sistema;
- IX.—Memoria descriptiva del sistema y de su ubicación.

ARTICULO TERCERO.—Se deroga el Reglamento Federal de Aguas Potables de diez de noviembre de 1939 publicado en el "Diario Oficial" de 5 de diciembre del mismo año y todas las demás disposiciones que se opongan al presente ordenamiento.

Dado en la residencia del Poder Ejecutivo Federal, en México, D. F., a los diecisiete días del mes de abril de mil novecientos cincuenta y tres.—*Adolfo Ruiz Cortines*.—Rúbrica.—El Secretario de Salubridad y Asistencia, *Ignacio Morones Prieto*.—Rúbrica.—El Secretario de Recursos Hidráulicos.—*Eduardo Chávez*.—Rúbrica.

C.C.I.S.S.A.

A.R.O. JOAQUIN ALVAREZ ORDOÑEZ  
VOCAL EJECUTIVO

I.N.G. ARTEMIO YANEZ CORREA  
DIRECTOR DE INGENIERIA SANITARIA



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA · U.N.A.M.**

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

MEDICION Y AUTOMATIZACION

ING. JOSÉ MANUEL ALVAREZ

SEPTIEMBRE, 1983



## "PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA"

### TEMA: MEDICION Y AUTOMATIZACION

#### MEDICION.

#### 1.- MEDICION EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE

##### 1.1.- CAPTACION.

##### 1.2.- CONDUCCION.

##### 1.3.- DISTRIBUCION.

##### 1.4.- CONSUMIDOR.

#### 2.- CONTROL

##### 2.1.- POZOS

##### 2.2.- PLANTAS DE BOMBEO Y REDOMBEO

##### 2.3.- CONDUCCIONES Y DISTRIBUCIONES

##### 2.3.1. AGUA POTABLE.

#### 1.- MEDICION EN LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE.

Resulta obvio señalar la importancia que tiene una buena cuantificación de caudales en los sistemas de agua potable, sin embargo, cabe mencionar algunos de los beneficios de una buena medición: la que se efectúa en el pozo permite conocer el estado de explotación del acuífero y las condiciones del mismo para programar adecuadamente su mantenimiento, las mediciones tomadas durante la conducción sirven para conocer la eficiencia de la misma, esto es, permite detectar tanto fugas que no surgen a la superficie, como tomas clandestinas; la cuantificación durante la distribución contribuye a detectar fugas que no brotan a la superficie y proporciona elementos suficientes para evaluar la eficiencia de la medición domiciliaria.

En forma general podemos afirmar que debido al grado de desarrollo del país y en particular de las condiciones de operación y mantenimiento que guardan los sistemas de agua potable, cualquier intento de medición debe tener como premisa básica que los equipos que se utilicen sean lo más sencillos que se puedan encontrar en el mercado y de preferencia que sean fabricados en el país. Se debe evitar equipos eléctricos y electrónicos cuyas refacciones son de importación y además requieren de personal altamente especializado para su mantenimiento, recurso que normalmente es difícil de encontrar en los sistemas de agua potable. A continuación se darán sugerencias específicas de equipos para los sistemas de agua potable, que aunque no representan ningún adelanto tecnológico, pensamos son los más adecuados a utilizar en nuestro país.

1.1.- CAPTACION. En los casos de captaciones subterráneas por medio de pozos

se recomienda utilizar medidores mecánicos de tipo hélice con totalizador e indicador de gasto instantáneo. se debe evitar utilizar equipos sofisticados como son medidores de ultrasonido y electromagnéticos, ya que estos requieren una alta tecnología para su operación y mantenimiento. Como alternativa se pueden usar elementos primarios del tipo Pitot modificado con elementos secundarios mecánicos como son indicadores y registradores de presión diferencial, en este caso, se pueden también utilizar registradores con totalizador, aunque estos últimos, por ser operados con electricidad, se dificulta su operación y mantenimiento. En todos los casos se deben respetar las condiciones impuestas por los fabricantes por lo que se refiere a las longitudes de tubería recta que se deben tener antes y después del equipo de medición, esto es de importancia primordial para el proyecto de tubería de los pozos. Los medidores que producen una presión diferencial por contracción, como son los Venturis, Toberas y placas de orificio, no son muy recomendables para pozos por su alto costo, sin embargo se pueden considerar como una alternativa para tuberías de hasta 12 pulgadas de diámetro y definitivamente son los recomendados para tubería de mayor diámetro que se presentan en rebombos, en conjunción con registradores mecánicos de presión diferencial, por su precisión y pérdidas se recomiendan en primer lugar los medidores de la familia de los Venturis siguiendo las toberas y en último lugar las placas de orificio.

Para captaciones de agua superficial se recomiendan las estructuras tipo parshall y en segundo término los vertederos en conjunción con registradores de nivel mecánicos (limnigrafos), en caso de que estos no se puedan utilizar por su alto costo de construcción o bien por la imposibilidad de construirlos en

instalaciones en operación, se debe pensar en estructuras de aforo con registradores de nivel y en algunos casos se puede pensar en medir los gastos en las líneas de conducción a presión que normalmente forman parte de la captación superficial.

1.2.- CONDUCCION. En los sistemas de conducción, las recomendaciones son semejantes a los casos tratados a las captaciones, es decir: tuberías de 12 pulgadas o menores:

- Medidores mecánicos de hélice con totalizador e indicador de gasto instantáneo.
- Pitot modificado con indicadores y/o registradores mecánicos de presión diferencial,

tuberías mayores a 12 pulgadas,

- Venturis, toberas y placas de orificio con indicadores y/o registradores mecánicos de presión diferencial,
- Pitot modificado con indicadores y/o registradores mecánicos de presión diferencial.

Conducciones a gravedad:

- Estructuras tipo Parshall con limnigrafos mecánicos.
- Estructuras de aforo con molinete y limnógrafo mecánico.

En las conducciones por gravedad es posible utilizar las recomendaciones de las conducciones a presión, cuando se dispone de sifones que satisfagan los requerimientos de tramos rectos de tubería antes y después del equipo de medición, haciendo notar que para estos casos, el medidor se puede instalar en tuberías verticales o inclinadas.

1.3.- **DISTRIBUCIÓN.** La medición en los sistemas de distribución es un caso muy especial que hasta la fecha no se le ha dado la importancia que realmente tiene. El objetivo de medir caudales en los sistemas de distribución de ciudades de mediano y gran tamaño, debe tener como premisa fundamental una buena contabilidad del agua consumida por el usuario, es decir que volumen es finalmente utilizado por el usuario en relación con el agua suministrada por los sistemas de conducción; lo anterior de como resultado conocer la eficiencia de los sistemas de cobre y facturación y la propia eficiencia hidráulica del sistema. Una baja eficiencia hidráulica presupone fugas que no afloran a la superficie y/o tomas clandestinas no detectadas.

En este tipo de mediciones normalmente se aísla hidráulicamente una zona del sistema de distribución, de modo de tener el mínimo de alimentaciones y salidas de la zona aislada, de preferencia que se tenga una sola alimentación, que es el punto o puntos de medición, bajo estas condiciones se obtienen gráficas de gasto de la zona en estudio que permiten comparar los volúmenes suministrados contra los volúmenes consumidos por los usuarios, además del análisis de las gráficas de gasto diario se analizan los consumos que ocurren de la 1:00 a las 4:00 hrs. del día y que deben ser mínimos o inexistentes y de no ser así, existen altas probabilidades de fugas considerables en la zona analizada. Por lo que se refiere a equipos recomendados, son pocos los que existen en el mercado, sin embargo en Inglaterra existen medidores fabricados especialmente con este objetivo y como alternativa se pueden emplear equipos semejantes a los recomendados anteriormente que satisfagan las siguientes condiciones:

- a.- Graficar los gastos que pasan por el medidor.
- b.- Tener una resolución adecuada a los gastos que se manejan.

3) Es importante también obtener datos confiables de las presiones de trabajo en los sistemas de distribución, por lo que se recomienda medir presiones en las redes primarias de distribución por medio de registradores mecánicos colocados estratégicamente y en número adecuado al tamaño del sistema, cabe mencionar que en la ciudad de México se tiene una red de 32 estaciones de medición de presiones. La información obtenida permite operar más racionalmente las válvulas de la red y proyectar modificaciones y ampliaciones de los sistemas de agua potable.

1.4.- **CONSUMIDORES.** - La medición del consumo de agua por el usuario es un tema muy controvertido, ya que no existe un criterio definido al respecto. Se plantean opiniones y prácticas que van desde el criterio de medición a todos los usuarios hasta el extremo de no medir a ninguno; los primeros argumentan que la medición es necesaria para evitar desperdicios y el uso irracional del agua y los segundos sostienen que el consumo es prácticamente independiente de los cargos y que es incosteable medir, ya que las erogaciones que representa la medición a usuarios no compensa los ahorros que se podían lograr y por lo tanto los cargos los hacen en forma indirecta en función de las condiciones socio económicas de los usuarios.

En ciudades medianas y grandes, como es el caso de la ciudad de México, se pueden distinguir dos grupos de consumidores; los grandes y pequeños usuarios, los primeros son aquellos que normalmente tienen tomas de agua mayores de media pulgada y que consumen grandes volúmenes, entre ellos se encuentran industrias y servicios y algunos consumidores domésticos, los segundos son

en su gran mayoría consumidores domésticos. Normalmente los "grandes usuarios" representan un bajo porcentaje del total de usuarios pero consumen en volumen importante del total del agua suministrada mientras que los "pequeños usuarios" representan una gran cantidad de tomas y un volumen relativamente bajo y de poca elasticidad en el consumo.

Resulta obvio que no se deben escatimar acciones para lograr la medición, facturación y cobro del grupo de grandes usuarios, en cambio, para los pequeños usuarios se deben tener un sistema que evite grandes costos (lecturistas de medidores), que permita evitar la facturación, que se pueda cobrar con facilidad, por adelantado de ser posible, y que promueva el ahorro y el uso racional del agua.

El equipo tradicional de medición a usuarios es por medio de medidores tipo velocidad de transmisión mecánica o magnética y el cual se considera adecuado para poblaciones pequeñas, sin embargo para ciudades grandes y tomando en consideración el proceso manual de lectura, facturación y cobro, este tipo de medidores resulta poco eficiente. En la D.G.C.O.H. se han estudiado alternativas de los sistemas tradicionales de medición y se han desarrollado prototipos de medidores alternativos con la participación de institutos de investigación nacionales, a la fecha se cuenta con el medidor de "Boleto Electrónico" y el "Dosificador de Agua"

El primero es un dispositivo mecánico que opera con una tarjeta magnetizable, el cual permite el paso de un determinado volumen de agua en forma independiente del tiempo, la operación del aparato es la siguiente:

- a.- Se introduce una tarjeta magnetizada con un código adecuado (tanto las tarjetas que han sido usadas, como las que corresponden a otro medidor, no son aceptadas por el aparato hasta que no hayan sido recodificadas).
- b.- Si se acepta la tarjeta, se libera un mecanismo de carga que permite se accione una palanca. Simultáneamente a esta acción,
- c.- Un contador que indica el volumen de agua disponible antes del cierre, se incrementa en la cantidad adecuada, por ejemplo 100 m<sup>3</sup>.
- d.- A medida que se suministra el agua, el contador disminuye hasta que llega a cierto valor. En este momento y no antes, se puede efectuar la recarga con una nueva tarjeta magnética.

Las tarjetas magnéticas estarían a la venta en lugares como son bancos, boletónico, etc. y sería indispensable que el usuario presentara la tarjeta usada para la compra de una tarjeta nueva o sea la compra de un cierto volumen de agua, este sistema tiene la ventaja de cobrar por adelantado el consumo del agua y evita el proceso de toma de lectura y facturación.

El segundo dispositivo llamado "Dosificador de agua" asegura que el usuario no excederá una dosis que tiene contrarada en 24 horas, por ejemplo. Si el usuario no consume la dosis en dicho período, el dosificador "olvida" el volumen consumido y reinicia la operación por otras 24 horas, si el usuario consume la dosis, el dosificador interrumpe el suministro hasta que se complete el período, en ese momento, el dosificador empieza un nuevo ciclo y el suministro se reinicia.



De este sistema se cuenta con un prototipo electrónico y están por terminarse una versión mecánica y una hidráulica.

Se espera en un futuro cercano efectuar pruebas exhaustivas de los cuatro prototipos mencionados para evaluar su operación y analizar la factibilidad de pruebas de prototipos mencionados para evaluar su operación y analizar la factibilidad de pruebas de prototipos industriales antes de su implementación masiva.

2.- Control.- En esta época de viajes espaciales, robos y microprocesadores, se arroja que el control de los sistemas de agua potable y alcantarillado sea desde un puesto central de control desde el cual se opere en su totalidad los sistemas, esto es demasiado idealizado, especialmente en nuestro medio carente de tecnología propia. Al pensar en la adopción de sistemas de control centralizado se debe hacer un análisis de factibilidad detallado y honesto en el cual se planten los altos costos de operación y mantenimiento ( 10 a 15 % anual de la inversión inicial ), el personal altamente calificado que se requiere y la dependencia tecnológica que se obtiene; tomando en cuenta estas variables se puede comprender que solamente pocos sistemas nacionales pueden pensar en la implantación de este tipo de control, el resto de los sistemas que son la gran mayoría, deben pensar en sistemas simples que no requieran tecnología extranjera o alta tecnología nacional y que puedan ser operados y mantenidos con pocos recursos económicos y auxiliados manualmente por operadores.

A continuación se plantean sistemas simples que pueden ser fácilmente aceptados por la gran mayoría de los sistemas de agua potable y alcantarillado del país.

2.1.- Pozos.- Las principales fuentes de suministro de agua potable son pozos razón por la cual se les debe dar mucha importancia a su operación, se propone que este sistema de instalación se opere en forma autónoma sin operador, bajo las siguientes condiciones;

a) Protección de corto circuito adecuada al tamaño del equipo.

b) Protección de sobrecarga adecuada a las condiciones de operación del equipo e instalación de un tercer elemento térmico para protección completa de las tres fases.

c) Instalación de cuenta horas en serie al funcionamiento del equipo.

d) Control ( Arranque - Paro ) del equipo por presión para aquellos pozos que descarguen a redes de distribución.

e) Operación continua para pozos que descarguen a líneas de conducción.

f) Arranque automático temporizado para casos de falla de energía eléctrica con ciclos de lubricación adecuados para equipos lubricados por agua.

g) Visitas periódicas de cuadrillas especializadas para supervisión de la operación autónoma del equipo.

h) Protección adecuada a la instalación para evitar la entrada de personas ajenas al servicio.

i) Gabinetes adecuados al medio físico de la instalación. Por ejemplo equipo a prueba de intemperie, cuando se requiera.

Las medidas anteriores permiten un ahorro considerable de operadores y hacen una operación mas confiable de los sistemas.

2.2.- Plantas de bombeo y rebombeo.- En instalaciones pequeñas de un solo equipo se deben pensar en sistemas semejantes a los propuestos para los pozos con controles sencillos de arranque pero adecuados al tipo de instalación

(2) y que normalmente son por presión o nivel

Para sistemas de importancia se debe pensar siempre en una operación manual, dotando a los operadores de sistemas de información simples y confiables para una adecuada operación. Estos sistemas informativos se refieren a niveles de cárcamos, gases y presiones en tuberías, tensión en el suministro de energía eléctrica, tensiones y corrientes en los equipos, etc. Todos ellos tan simples como sean posibles para evitar fallas en su funcionamiento y que sean confiables para los operadores. Se debe dotar también de consolas de operación remotas con luces indicadoras para saber fácilmente las condiciones de operación de la planta, con alarmas adecuadas para fallas en los parámetros de operación mas importantes como son: bajo ó alto nivel en cárcamos, baja presión en líneas de descarga, bajo y alto voltaje, etc.

2.3.- Conducciones y Distribución.- Normalmente tanto las redes de agua potable como las de alcantarillado se diseñan bajo consideraciones rígidas y dan como resultado instalaciones que prácticamente no tienen flexibilidad en su operación, por no haberse previsto durante su diseño; sin embargo las condiciones de operación son cambiantes y estos cambios ocasionan que las redes no se puedan operar con eficiencia.

Es necesario que desde el proyecto se tomen en consideración políticas de control que permitan efectuar redistribuciones de flujo y presión en las líneas primarias de agua potable y que existan posibilidades de distribución de flujos en las redes de alcantarillado, con objeto de tener una operación más

flexible y poder redefinir políticas adecuadas de operación, que hagan frente a emergencia y a condiciones cambiantes en la oferta y la demanda.

2.3.1.- Agua Potable.- En las líneas de conducción se deben proveer estructuras de control en las derivaciones de las mismas y dejar preparaciones de derivaciones de emergencia en aquellos puntos que sean susceptibles de fallas, como son cruces con ríos, fallas geológicas, sifones, etc.

En las redes de distribución se deben dejar válvulas de control en cruces importantes para poder hacer redistribuciones en el suministro del agua.

(3)

## "PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA"

TEMA: MEDICION Y AUTOMATIZACION

ANEXO:

A.- MEDICION EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

A.1.- LLUVIAS

A.2.- CONDUCCION

A.3.- DESCARGAS

B.- CONTROL

B.1.- CONDUCCIONES ALCANTARILLADO.

## A.- MEDICION EN EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

La medición oportuna y adecuada de los fenómenos meteorológicos que afectan la operación de los sistemas de alcantarillado es necesaria para que, por una parte, se tomen decisiones adecuadas de operación y por otra se disponga de información para mejoras y ampliaciones de los sistemas de alcantarillado, asimismo la medición de caudales en los sistemas, es muy deseable para poder monitorear las condiciones de operación y poder detectar problemas como son líneas azolvadas, fracturadas o colapsos de líneas, impactos en órganos receptores de las descargas, cambio en los parámetros de operación contra los de diseño, etc.

A.1.- LLUVIAS.- Es importante contar con un sistema confiable de adquisición de datos de lluvia para tener un banco adecuado de datos de precipitación y prevenir problemas de inundaciones durante las lluvias. El equipo más recomendado para esta medición es el llamado pluviómetro de balancín con registrador de eventos remotos, este aparato permite obtener una gráfica con una exactitud de 0.25 mm. de lluvia y una aproximación de 5 minutos.

El registrador remoto ( hasta 300 metros ) permite que un operador evalúe en forma instantánea la precipitación pluvial y esta información sea utilizada para la operación de los sistemas de alcantarillado. Estos equipos son muy simples y además son adecuados para poderse usar en sistemas electrónicos sofisticados que son recomendables para aquellas ciudades

(6) de tamaño medio y grandes, en las cuales se corre el riesgo de inundaciones. La DGCCH y el Instituto de Ingeniería han desarrollado una Red Automática de Detección de información de lluvias cuya descripción está fuera de los presentes alcances por falta de espacio, pero que se puede consultar en la publicación que la DGCCH ha preparado sobre la descripción y operación del sistema mencionado.

A.2.- CONDUCCION.- Es importante conocer los caudales que se manejan en los colectores ya que esto permite ver su índice de utilización y de carga, lo cual ayuda a tomar decisiones para el proyecto de nuevos servicios.

El sistema de medición tradicional consiste en poner vertedores en pozos de visita estratégicamente colocados, esto se debe realizar con mucho cuidado, ya que al poner un vertedor, se crea un remanso aguas arriba, que puede provocar inundaciones. Es normal que este tipo de medición no se pueda emplear, por lo cual se recomienda medir el nivel que se alcanza en los colectores por medio de limnigrafos mecánicos y aunque parezca arcaico, se pueden utilizar tiras de madera con botes metálicos espaciados en la misma, digamos cada 10 cm. para ver diariamente hasta que punto subió el agua y así tener registros históricos del nivel en el colector y poderlo correlacionar con datos pluviométricos. Cualquier información, por simple que sea, llevada con constancia, es mejor que no disponer de ningún dato.

A.3.- DESCARGAS. Las descargas finales de los colectores deben

cuantificarse con objeto de tener información para fines de planeación o de impactos ambientales, se recomienda utilizar estructuras tipo Parshall con limnigrafos mecánicos, cuando éste no sea posible por su costo o por limitaciones físicas, cuando menos deberán colocarse limnigrafos mecánicos para tener información de niveles de descarga.

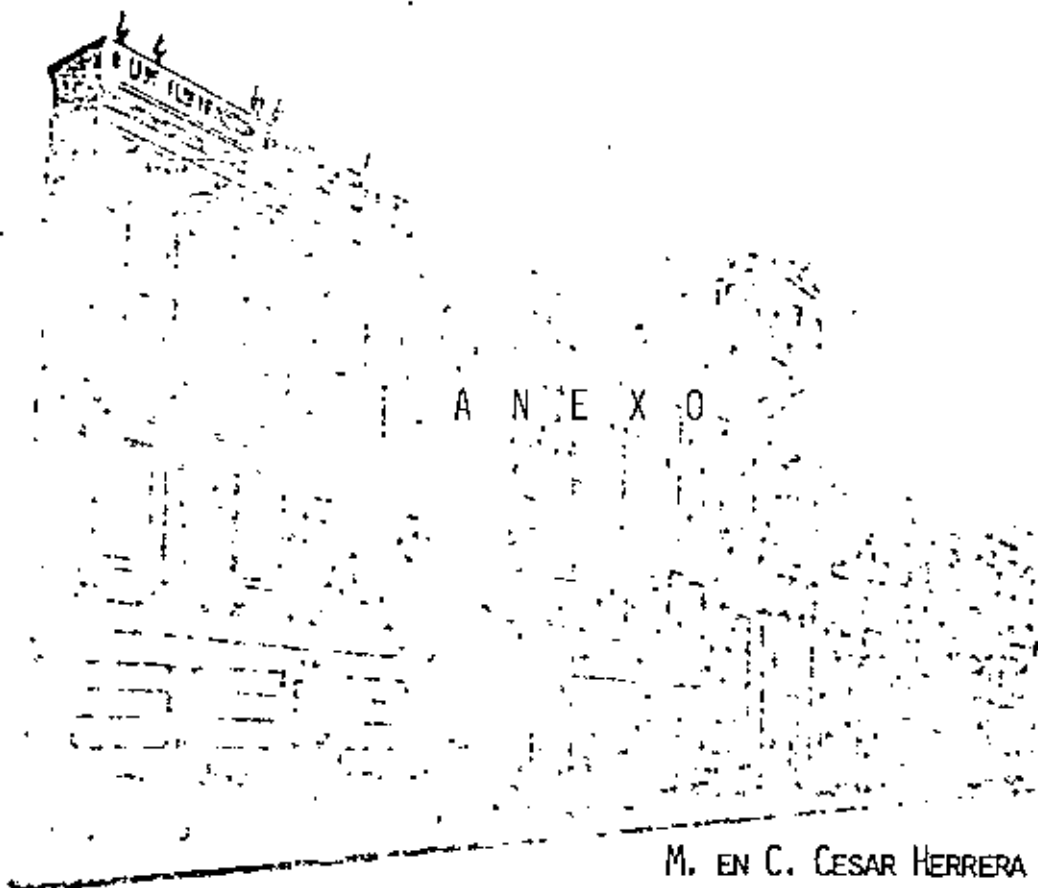
B.1.- CONDUCCIONES ALCANTARILLADO.- En las redes de alcantarillado también se deben realizar estructuras de control con objeto de darle flexibilidad a la operación, estas estructuras deben permitir el uso de colectores alternativos ó bien vertedores de demasías que impidan inundaciones en áreas críticas de las comunidades, Cualquier proposición debe analizarse detenidamente cuidando que las alternativas de operación no provoquen problemas mayores de los que se traten de resolver.





DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA



OCTUBRE, 1983

Para una ciudad que cuenta con 10 millones de habitantes se plantean dos proyectos de abastecimiento de agua con las siguientes características:

Proyecto.	Gasto mlr.	Costo Inv. \$ x 10 <sup>6</sup>	Costo O.M. \$/m <sup>3</sup>
I	10 10	2000 8000	1.00 (primeros 10mlr) 2.00 (segundos 10mlr)
II	20	5000	1.00

1. con el criterio de mínimo costo, determine qué proyecto debe desarrollarse?

Para ello, considere que la inversión inicial se hace al año cero, y en el caso I, la segunda inversión depende de la demanda.

El crecimiento de la población se muestra en la tabla 1. Considere una dotación promedio de 300 L/hab-día.

El horizonte de planeación será igual al de los años para el cual serán los proyectos que aporten en este caso 20 mlr. (cada alternativa).

taxa de descuento = 12%.



AUTO	POBLACION (x1000)	ABASTECIMIENTO (m <sup>3</sup> /d.)	VOLUMEN, 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	COSID 0411 ALT. 1 + 10 <sup>6</sup>	COSID 0411 ALT. 2
0	10 000	30.7			
1	10 300	32.7	31.5	31.5	31.5
2	10 600	34.8	66.1	66.1	66.1
3	10 900	37.9	100.8	100.8	100.8
4	11 255	39.1	138.6	138.6	138.6
5	11 592	40.2	173.2	173.2	173.2
6	11 910	41.4	211.0	211.0	211.0
7	12 298	42.7	252.0	252.0	252.0
8	12 637	43.9	289.8	289.8	289.8
9	13 047	45.3	333.9	352.8 *	333.9
10	13 439	46.6	374.8	434.4	374.8
11	13 842	48.1	422.1	529.2	422.1
12	14 257	49.5	466.2	617.4	466.2
13	14 655	50.9	510.3	705.6	510.3
14	15 125	52.5	560.7	806.4	560.7
15	15 579	54.1	611.1	907.2	611.1
16	16 046	55.7	661.5	1000.8	661.5
17	16 527	57.3			
18	17 023	59.1			
19	17 533	60.8			
20	18 059	62.7			

$$\bar{Z} = 5203.6$$

$$44.7 \cdot 30.7 = 1044^3/s$$

$$= 315 \cdot 10^6 m^3$$

$$315 (1) + (45.3 - 44.7)(31.5)(2) = 352.8$$

(1)

ANO	COSTO ALT I 10 <sup>6</sup> \$	COSTO ALT 2 10 <sup>6</sup> \$	f. desc.	VP (I)	VP (II)
0	2000	2000	1.000	2000	5000
1	31.5	31.5	.892	28.1	28.1
2	66.1	66.1	.797	52.6	52.6
3	100.8	100.8	.711	71.6	71.6
4	138.6	138.6	.635	88.0	88.0
5	173.2	173.2	.567	98.2	98.2
6	211.0	211.0	.506	106.8	106.8
7	252.0	252.0	.452	113.9	113.9
8	284.8	284.8	.403	120.2	120.2
9	352.1	332.9	.356	127.0	120.2
10	434.6	274.8	.321	134.5	120.3
11	529.2	422.1	.287	151.9	121.4
12	617.4	464.2	.256	158.0	119.3
13	705.6	510.3	.229	161.6	116.8
14	806.4	566.7	.204	164.5	114.4
15	907.2	611.1	.182	165.1	111.2
16	1000.8	661.5	.163	163.1	107.8
17			.145		
18			.130		
19			.116		
20			.103		
		$E = 10203.6$			
		10203.6		7130.7	6607.4

⇒ La alternativa II es de menor costo.

una vez que ha decidido la alternativa de menor costo, considere el costo por  $m^3$ , de tal manera que la empresa que suministra el servicio no gane ni pierda; es decir, que reciba todo el agua al costo real. (4)

Riesgo - La producción en el periodo es =  $\sum \text{Vol. anuales} = 5203.6 \times 10^6 m^3$

- El costo total de la alternativa I es  $\$16617 \times 10^6$

$$\text{Costo} = \frac{16617 \times 10^6}{5203.6 \times 10^6} = \underline{\underline{\$ 3.19 / m^3}}$$

3. Ahora calcule el costo incremental promedio. Puede auxiliarse con la sig. tabla (en el año cero) al  $i=12\%$ .

AÑO	VOL.	f.d.	v.p.
0	—	1.000	—
1	31.5	.892	28.1
2	66.1	.797	52.7
3	100.8	.711	71.7
4	135.6	.635	85.0
5	173.2	.567	98.2
6	211.0	.506	106.8
7	252.0	.452	113.9
8	289.9	.403	116.8
9	333.6	.360	120.2
10	374.8	.321	120.3
11	422.1	.287	121.1
12	466.2	.256	119.3
13	510.3	.229	116.8
14	560.7	.204	114.4
15	611.1	.182	111.2
16	661.5	.163	107.8
17			
18			
19			
20			
			$\Sigma = 1607.3$

$$\text{CSC} = \frac{6607.4}{1607.3} = \underline{\underline{\$ 4.11 / m^3}}$$

Suponga que el 10% de los consumidores está formado por usuarios pequeños; de ellos, 50000 representan el 65% del ingreso potencial y consumen el 20%; los 95000 restantes captan el 35% del ingreso y consumen 80%. (5)

a) Si la recuperación de cobro es de 60%, ¿cuál debe ser el costo por m<sup>3</sup> para garantizar que no pierda la empresa?

$$r = \frac{1.94}{0.60} = \underline{\underline{\$ 3.27 / m^3}}$$

b) ¿Cuál debe ser la tarifa para los grandes usuarios y cuál para los pequeños usuarios si no debe perder dinero la empresa?

Vol. m <sup>3</sup> (año)	Ingr. potencial \$/año
5203.6	$\times 3.27 = 17015.7$

tarifa us. may

$$\text{Costo} = 17015.7 \times 10^6 \times 0.65 = 11060.110^6$$

$$\text{Vol} = 0.2 \times 5203.6 \times 10^6 = 1040.7 \times 10^6$$

$$\Rightarrow t = \frac{11060}{1040.7} = \underline{\underline{\$ 10.63 / m^3}}$$

tarifa us. min

$$17015.7 \times 0.35 = 5955$$

$$\text{Vol} = 5203.6 \times 0.8 = 4162.9$$

$$t = \frac{5955}{4162.2} = \underline{\underline{\$ 1.43 / m^3}}$$

t usuarios mayores =  $\underline{\underline{\$ 10.63 / m^3}}$

t usuarios menores =  $\underline{\underline{\$ 1.43 / m^3}}$

5. Se propone como alternativa que el costo de la infraestructura se pague mediante cuotas por cooperación y con tarifa la OIM, ¿cual es el ingreso potencial por esos conceptos los próximos 5 años? (6)

Año	VOL. (m <sup>3</sup> /día)	Costo	OIM	Derechos (10%)	Tarifa
0		2000			
1	31.5		31.5	24.2	31.5
2	66.1		66.1	50.9	66.1
3	100.8		100.8	77.6	100.8
4	138.6		138.6	106.7	138.6
5	173.2		173.2	133.3	173.2

NOTA: Los derechos se pagan conforme al volumen que se produce.

derecho:  $\frac{2000 \times 10\%}{\frac{1}{2}(5205)} = \frac{1}{2} 0.77/m^3$

¿Qué opina sobre las dos formas de cobro:

- a) con tarifa + tarifa?
- b) con tarifa y derechos?

7. Finalmente, se estudia la conveniencia de medir a los pequeños usuarios, quienes consumen como al domicilio pero cuesta \$ 300 medir. ¿Qué opina?

R:  $2.33 \times 60 = 139.80$  - Con tarifa de usuarios menores.

~~NO CONVIENE MEDIRLOS EN LAS CASAS~~

(2)

VALLIO WATER SUPPLY PROJECT  
Internal Financial and Economic Returns

Problem Set

The Vallio Waterworks Authority (VWA) in 1967 commenced construction of a large reservoir and treatment plant at Schur. This was completed in 1970 at a total cost of K 39 million at 1972 prices. (The local currency is the Karat; US\$1=K 2.5).

A pipeline from the reservoir to the city together with extensions and improvements in Vallio's water distribution system are urgently required to properly utilize the water made available from Schur to alleviate acute water shortages. A project has been proposed which would consist of building a connecting pipeline and laying new water mains to improve the supply in general and to extend service to presently unserved areas at a total cost of K 17,030,000 between 1972 and 1977. Project cost details are given in Annex 1. It is anticipated that construction will be substantially complete by 1976 and that some increased supplies will commence in 1975. The project life is estimated at 40 years from the start (i.e. from 1972-2011). After project completion, annual investments will be required on the secondary network from 1977 up to 1981. (K 500,000 of pipes and equipment and K 500,000 of civil works per year; all incurred as local costs).

The VWA has approached an international lending agency (ILA) for the foreign exchange costs of the project. You are a project analyst with the IIA and are asked to appraise it.

Problems

1. What is the internal financial return of the project? Estimated income statements for the VWA from 1973-1983 are attached at Annex 2. You may assume that all the increase in revenue after 1974 (i.e., the increments between the figures for 1975-83 and 1974) is due to the project. (Worksheets 1 through 3 may be helpful.)
2. (Optional) One of your colleagues has looked at the project cost estimates in Annex 1 and thinks that they are a little low by comparison with other projects he has worked on in the same country. How sensitive is the internal financial return to a 15% increase in project costs? (See Worksheet 4.)

3. This same colleague also points out that it seems hardly reasonable to appraise the project without including the K 39 million spent on the Schur reservoir. This was spent in the following years:

1967	6 million
1968	15 million
1969	15 million
1970	3 million

What is the internal financial return if these costs are included and all other costs are as in Problem 1 above? (Worksheet 5) Do you think they should be? Why?

4. As the ILA is interested in the effect of the project on the country and not just on the WVA, you are asked to calculate the internal economic return of the project. (Worksheets 6, 7 and 8)

Discussions with WVA officials and ILA country economists reveal that the following factors will have to be taken into account:

- a. Because of the large amount of unemployment, a shadow wage rate of 1/2 the actual paid wage rate should be used. One half of the local civil works expenditure is on labor.
- b. All imported equipment has a 15% import duty on it.
- c. The country's exchange rate does not reflect the realities of its currency's value in relation to those of other countries. A shadow foreign exchange rate of US\$1 = K 4.0 (i.e.: 1.6 times the actual exchange rate) should be used.

5. What did you use as the measure of benefits in Problem 4? Was this a reasonable measure? Did it include all benefits of the project.

6. The project cost (Annex 1) includes an element of training. Should this be included as a project cost?

Nicholas R. Burnett

SELECTION OF PROJECT ALTERNATIVES (9)

Problem Set

A community is in the process of designing a wastewater disposal system. The treatment plant is to be located on the left bank of a river situated about 3.5 miles west of the community. Treated effluent from the plant will be discharged directly into the river. The treatment plant is separated from the community by a low ridge with its highest point about 300 feet above mean sea level. The problem is to find the best means of conveying the waste-water from the terminal point A in the community to the treatment plant at point B (see Figure 1).

Three alternatives are apparent:

- 1) Construct a tunnel between A and B, with its grade falling from A to B. Flow through the tunnel will be entirely by gravity.
- 2) Construct a sewer on a direct route from A to B. The part of the sewer from A to the highest point on the ridge will be a force main with pumping station located at A to lift the sewage into a receiving manhole at the top of the ridge. Flow from the manhole to the treatment plant will be by gravity.
- 3) Construct a sewer from A to B to circumvent the high area. Some pumping will be required to lift the sewage to a point high enough to allow gravity flow to the treatment plant.
- 4) The 3 alternatives are shown in Figure 1. Design details of the 3 alternatives are given in Table 1 based on the technical calculations shown in Annex 1. Also shown are the estimated capital and running costs for each of the 3 alternatives. For alternatives 2 and 3 the annual energy consumption for pumping is also given.

Other Information

- a) Assume a period of 20 years as the operating period of the facilities.



(10)

- b) The construction of each alternative requires a period of 3 years. Capital expenditure by year may be estimated as follows:

1st year - 20%

2nd year - 40%

3rd year - 40%

- c) Operating costs will commence in the 4th year. These costs are assumed to be constant throughout the period of the analysis.
- d) At the end of the period of analysis, zero salvage values for the equipment may be assumed.

### Problems

1. Which alternative should be selected if the cost-of-capital or discount rate is 10% and the cost of energy is 30 centavos/KWH? (1 peso = 100¢)
2. Which alternative would be more attractive if the cost-of-capital or discount rate is 15% and the cost of energy is 30 centavos/KWH?
3. For alternatives 1 and 2 with energy at 30 centavos/KWH, find the "cross-over" (or equalizing) discount rate. (The discount rate at which either alternative 1 or 2 could be selected with indifference.)
4. Construction of a new hydroelectric dam is being considered in the area which might reduce power cost to 15 centavos/KWH. Which alternative(s) would you choose with an energy cost of 15 centavos/KWH for discount rates of 10% and 15%?
5. For the alternative selected in question 4, would you go ahead with it as proposed?
6. How will you deal with the analysis if the pumps are assumed to have an expected life of 20 years while other components in the system have a life of 50 years?

Worksheets which you may or may not find useful are attached.

John W. Huang

Figure 1

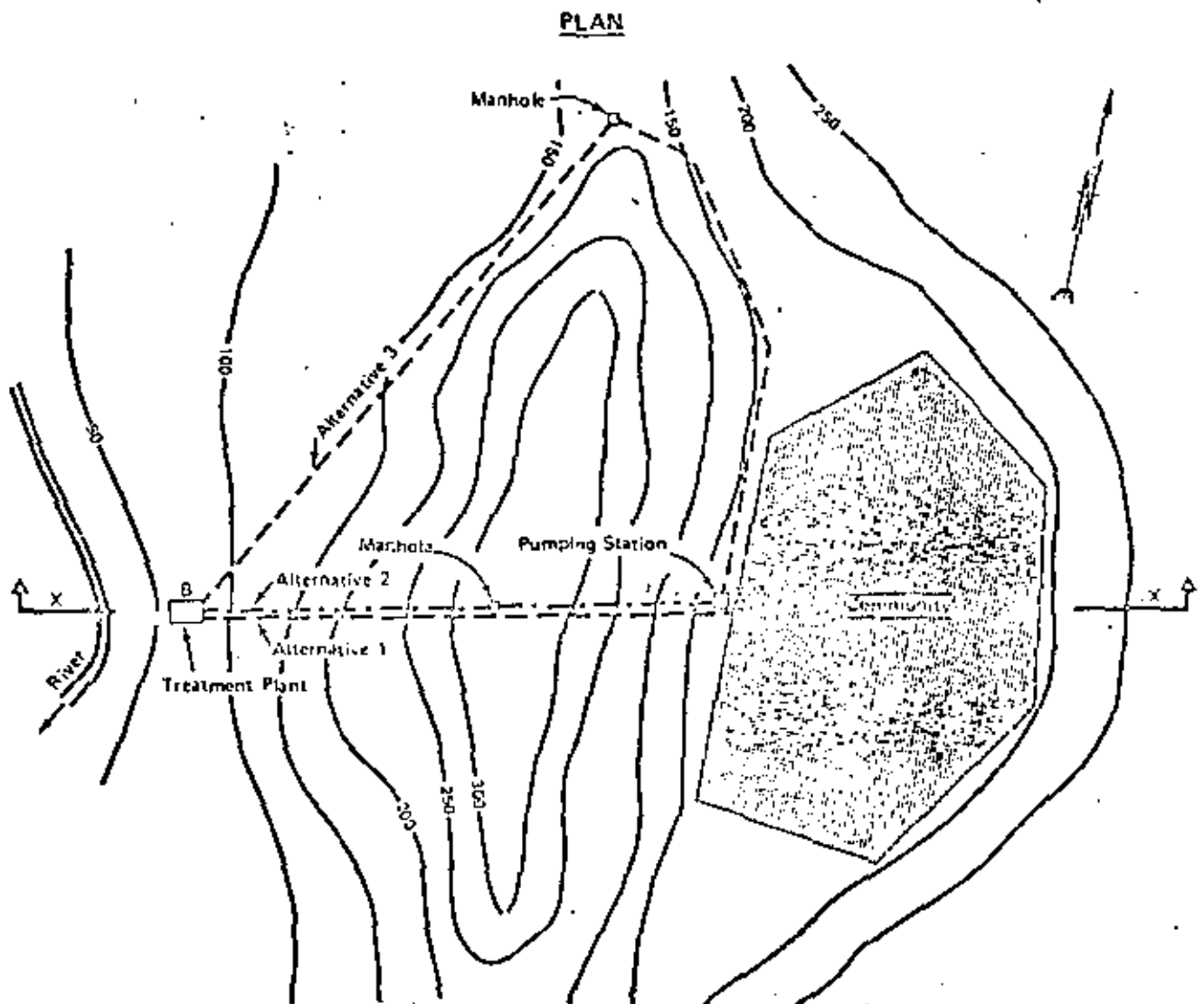
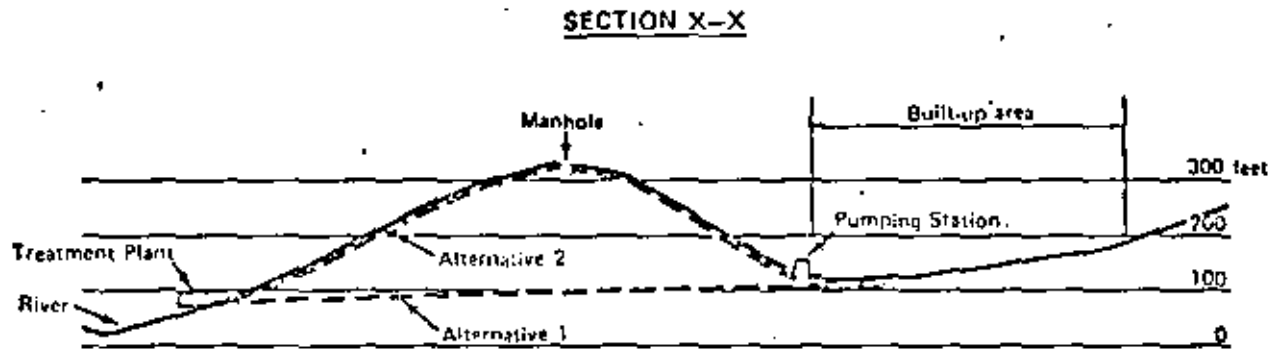


Table 1

SELECTION OF PROJECT ALTERNATIVES  
Estimated Capital and Operating Costs for Alternatives

CAPITAL COST

<u>Alternative</u>	<u>Force Main</u>				<u>Gravity Main</u>				<u>Pumping Station</u>			<u>Total Capital Cost</u>
	<u>Size</u> (inches)	<u>Length</u> (miles)	<u>Static Head</u> (feet)	<u>Estimated Cost</u> (Peso 000s)	<u>Size</u> (inches)	<u>Length</u> (miles)	<u>Fall</u> (feet)	<u>Estimated Cost</u> (Peso 000s)	<u>Total Installed Capacity</u>		<u>Estimated Cost</u> (-- Peso 000s --)	
									(HP)	(kw)		
1					72	3.35	20	16,500				16,500
2	30	1.5	200	2,850	24	1.9	225	3,250	1,640	1,220	2,800	8,900
2 (Alt.)	24			2,280				3,250	1,820	1,360	3,100	8,630
3	30	3.6	50	6,770	30	4.1	100	6,200	860	640	1,500	14,470
3 (Alt.)	24			5,410				6,200	1,280	950	2,230	13,840

OPERATING COST

<u>Alternative</u>	<u>Annual Maintenance Cost</u> (Peso 000s)	<u>Annual Energy Consumption</u> (KWH)	<u>Energy Rate</u> (¢/KWH)	<u>Annual Energy Cost</u> (Peso 000s)	<u>Total Annual Operating Cost</u> (Peso 000s)
1	10	0		0	10
2	100	3,293,800	30	988	1088
2 (Alt.)	100	3,565,300			
3	60	1,103,800	30	331	391
3 (Alt.)	60	1,743,200			

SHADOW PRICED COSTS OF ALTERNATIVE 1

PC-815-S  
REV AUG 73

Worksheet 1

Capital Costs					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Item	Foreign Cost	Adjusted For. Cost	Local Cost	Adjusted Loc. Cost	Adjusted Tot. Cost
		(2) x 1.4			(3) + (5)
Equipment	1000	1400	-	-	1400
Explosives	1000	1400	-	-	1400
Lining cement	-	-	1500	1400 <sup>1</sup>	1400
other materials	500	700	-	-	700
Labor					
Skilled	-	-	6000	6000	6000
Unskilled	-	-	6500	1625 <sup>2</sup>	1625
	2500	3500	14000	9025	12525

(1) :  $2/3 \times 1500 \times 1.4$

(2) : 25% of 6500

Annual Breakdown

Year	%	Amount
1	20%	2505
2	40%	5010
3	40%	5010

EJEMPLO:

PRECIOS SOMBRA

Annual Operating Costs (Years 4-23)

No adjustment required as all is local materials and skilled labor.

SHADOW PRICED COSTS OF ALTERNATIVE 2

<u>Capital Costs</u>					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Item	Foreign Cost	Adjusted For. Cost	Local Cost	Adjusted Loc. Cost	Adjusted Tot. Cost
		(2) x 1.4			(3) + (5)
<u>Pumping Station</u>					
Pumps	1600	2240	-	-	2240
Cement	-	-	300	200 <sup>1</sup>	260
O. Mat'l	200	280	-	-	280
Labor					
Skilled	-	-	450	450 <sup>2</sup>	450
Unskilled	-	-	250	63 <sup>2</sup>	63
<u>Force Main</u>					
Steel Pipe	2200	3080	-	-	3080
Labor					
Skilled	-	-	300	300	300
Unskilled	-	-	350	88 <sup>2</sup>	88
<u>Gravity Main</u>					
C. Pipes	-	-	2500	2333 <sup>1</sup>	2333
Labor					
Skilled	-	-	300	300	300
Unskilled	-	-	450	113 <sup>2</sup>	113
	4000	5600	4900	3927	9527

(1) 2/3 of local cost x 1.4

(2) 25% of unskilled labor

Annual Breakdown

Year	%	Amount
1	20%	1905
2	40%	3811
3	40%	3811

<u>Annual Operating Costs (Years 4 - 23)</u>					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Item	Foreign Cost	Adjusted For. Cost	Local Cost	Adjusted Loc. Cost	Adjusted Tot. Cost
		(2) x 1.4			(3) + (5)
<u>Maintenance</u>					
Materials	20	28	-	-	28
Labor					
Skilled	-	-	80	80	80
<u>Electricity</u>					
Op. & Maint.	-	-	247	247	247
Fuel	247	346	-	-	346
Surplus	247	346	247	247	593
	514	720	574	574	1294

ECONOMIC SELECTION OF ALTERNATIVES  
Worksheet 3

(5)

PC-815-  
Rev Aug 73

Energy cost: 30c/KWH				Alternative: 1			
Annual Expenditure				D.R. = 10%		D.R. = 15%	
Year	Capital	Operating	Total	Discount Factor	Present Value	Discount Factor	Present Value
1	2505	-	2505	1.000	2505	1.000	2505
2	5010	-	5010	.909	4554	.870	4359
3	5010	-	5010	.826	4138	.756	3788
4		10	10	.751		.658	
5		10	10	.683		.572	
6		10	10	.621		.497	
7		10	10	.564		.432	
8		10	10	.513		.376	
9		10	10	.467		.327	
10		10	10	.424		.284	
11		10	10	.386		.247	
12		10	10	.350		.215	
13		10	10	.319	70	.187	47
14		10	10	.290		.163	
15		10	10	.263		.141	
16		10	10	.239		.123	
17		10	10	.218		.107	
18		10	10	.198		.093	
19		10	10	.180		.081	
20		10	10	.164		.070	
21		10	10	.149		.061	
22		10	10	.135		.053	
23		10	10	.123		.046	
Total Present Value					11267		10699

ECONOMIC SELECTION OF ALTERNATIVES  
Worksheet 4

PC-815-S  
Rev Aug 73

(26)

Energy cost: 30c/KWH

Alternative: 2

Annual Expenditure

D.R. = 10%

D.R. = 15%

Discount Present Discount Present

Year Capital Operating Total Factor Value Factor Value

Year	Capital	Operating	Total	Factor	Value	Factor	Value
1	1905		1905	1.000	1905	1.000	1905
2	3811		3811	.909	3464	.870	3316
3	3811		3811	.826	3148	.756	2881
4		1294	1294	.751		.558	
5		1294	1294	.683		.512	
6		1294	1294	.621		.477	
7		1294	1294	.564		.432	
8		1294	1294	.513		.376	
9		1294	1294	.467		.327	
10		1294	1294	.424		.284	
11		1294	1294	.386		.247	
12		1294	1294	.350		.215	
13		1294	1294	.319	9103	.187	6117
14		1294	1294	.290		.163	
15		1294	1294	.263		.141	
16		1294	1294	.239		.123	
17		1294	1294	.218		.107	
18		1294	1294	.198		.093	
19		1294	1294	.180		.081	
20		1294	1294	.164		.070	
21		1294	1294	.149		.061	
22		1294	1294	.135		.053	
23		1294	1294	.123		.046	

Total Present Value

17623

14219

EJEMPLO:

VALLE VALIO



**VALLIO WATER SUPPLY PROJECT**  
**Total Project Cost Estimate**  
 (K 000's)

(18)

(1) YEAR	(2) LOCAL COSTS <u>Total</u>	(3) Provision for <u>Price Increases</u>	(4) FOREIGN EXCHANGE <u>Total</u>	(5) Provision for <u>Price Increases</u>	(6) TOTAL (2) + (3) + (4) + (5)
72	20				20
73	400		290		690
74	1790	80	10850	500	12920
75	920	40	1990	100	2770
76	300	10	410	10	690
77	1210	10	50		1250
78	1000				1000
79	1000				1000
80	1000				1000
81	1000				1000

EJEMPLO  
 VALLE VALIO



VALLIO WATER SUPPLY PROJECT  
Internal Financial Return

ed

(1) Year	(2) Net Project Cash Flow	(3) Discount Factors 15%	(4) Net Present Worth @ 15%	(5) Discount Factors 16%	(6) Net Present Worth @ 16%
72	(20)	.870	(17)	.862	(17)
73	(590)	.755	(522)	.743	(513)
74	(1135)	.652	(780)	.641	(760)
75	(2253)	.572	(1294)	.552	(1249)
76	399	.497	198	.475	190
77	494	.432	213	.410	203
78	1105	.376	415	.354	391
79	1558	.327	509	.305	475
80	2003	.284	594	.263	550
81	2655	.247	656	.227	603
82	4440	.215	955	.195	866
83	4641	1.408 <sup>(1)</sup>	6535	1.204 <sup>(2)</sup>	5528
911			438		(1010)

(1) 6.642 - 5.234 = 1.408

(2) 6.263 - 5.029 = 1.204

Internal Financial Rate of Return is about 15%

More accurately,  $IRR = 15 + \frac{438}{1448} = 15.3\%$

VALLIO WATER SUPPLY PROJECT  
Sensitivity of Internal Financial  
Return To a 15% Increase in Project Costs

PC 305-S  
Rev. Aug. 73  
Worksheet 4

(1) Year	(2) Project Cost	(3) 15% of Project Cost	(4) Net Project Cash Flow	(5) Amended Net Project Cash Flow (4) - (3)	(6) Discount Factors 13%	(7) Net Present Worth 13%	(8) Discount Factors 15%	(9) Net Present Worth 15%
72	20	3	(20)	(23)	.805	(120)	.870	(20)
73	399	104	(399)	(794)	.703	(622)	.756	(609)
74	1350	1779	(11850)	(13639)	.593	(6450)	.656	(8974)
75	2770	415	(2263)	(2573)	.513	(1642)	.572	(1532)
76	630	104	399	235	.543	159	.497	147
77	1250	188	494	305	.480	147	.432	132
78	1000	150	1105	955	.425	406	.375	359
79	1000	150	1358	1408	.376	529	.337	460
80	1000	150	2093	1943	.333	647	.284	552
81	1000	150	2555	2503	.295	739	.247	613
82	-	-	4440	4440	.261	1159	.215	953
83-2011	-	-	4641	4641	1.947 <sup>(1)</sup>	9035	1.408 <sup>(2)</sup>	6535

(1) 7.634 - 5.387 = 1.247  
 (2) 5.642 - 5.234 = 1.408

Internal Financial Rate of Return is about 16%.  
 More accurately:  $IRR = 13 + \frac{2(1087)}{2454} = 16.9\%$

(55)

Internal Financial Return with  
Schur Reservoir Included

11) Year	(2) Net Project Cash Flow	(3) Compound/Discount Factors		(4) Net Present Worth @		(5) Compound/Discount Factors		(6) Net Present Worth @	
		5%	6%	5%	6%	4%	5%	4%	5%
67	(6000)	.952		(5712)		.952		(5772)	
68	(15000)	.907		(13505)		.925		(13875)	
69	(15000)	.864		(12960)		.899		(13295)	
70	(3000)	.823		(2469)		.853		(2565)	
71	-	.784		-		.822		-	
72	(20)	.746		(15)		.790		(16)	
73	(590)	.711		(491)		.760		(524)	
74	(11350)	.677		(8029)		.731		(8570)	
75	(2253)	.645		(1450)		.703		(1591)	
76	399	.614		245		.675		270	
77	494	.585		289		.650		321	
78	1105	.557		615		.625		691	
79	1558	.530		826		.601		935	
80	2092	.505		1057		.577		1222	
81	2655	.481		1277		.553		1474	
82	4440	.458		2034		.534		2371	
83	4641	6.936 (1)		32190		9.058		42085	
2011				(6208)				3008	

(1)  $17.774 - 10.838 = 6.936$

(2)  $20.720 - 11.652 = 9.068$

Internal Financial Rate of Return is now about 4%

More accurately,  $IRR = 4 + \frac{3008}{9216} = 4.3\%$

(A) Application of Shadow Prices of Labor to Local Costs

(1) Year	(2) Total Local Costs	(3) Provision for Price Increases	(4) Civil Works	(5) Civil Works 25 x (4)	(6) Adjusted Local Costs (2) - (3) - (5)
72	20	-	-	-	20
73	400	-	-	-	400
74	1700	80	1330	333	1377
75	310	40	650	163	715
76	300	10	200	50	740
77	1210	10	370	93	1022
78	1000	-	500	125	875
79	1000	-	500	125	875
80	1000	-	500	125	875
81	1000	-	500	125	875

(B) Elimination of Import Duties from Foreign Exchange

(1) Year	(2) Pipes and Fittings	(3) Electrical Mechanical Equipment	(4) Water Motors	(5) Total Imported Equip. Less Equipment (2) - (3) - (4)	(6) Import Duty (5) x 15	(7) Import Duty (5) - (6)
72	-	-	-	-	-	-
73	-	-	-	-	-	-
74	2800	270	300	8470	7355	1105
75	850	50	300	1210	1052	158
76	-	-	50	50	7	43
77	-	-	-	-	-	-

(C) Application of Shadow Foreign Exchange Rate to Foreign Exchange

(1) Year	(2) Total Foreign Exchange Costs	(3) Prov. for Price Increases	(4) Import Duty	(5) Cost with Import Duty Removed (2) - (3) - (4)	(6) Adjusted For Exchange Costs 1.6 x (5)
72	-	-	-	-	11
73	290	-	-	290	464
74	10550	500	1105	9045	14472
75	1990	100	158	1732	2771
76	410	10	12	388	621
77	50	-	-	50	80

(D) Adjusted Project Costs and Net Project Cash Flow (Economic)

(1) Year	(2) Adjusted Local Costs	(3) Adjusted Foreign Exchange	(4) Incremental Net Cash Flow from Operations	(5) Net Project Cash Flow (Economic) (4) - (2) - (3)
72	20	-	-	(20)
73	400	454	-	(854)
74	1377	14772	-	(16149)
75	715	2771	500	(2771)
76	740	621	1050	229
77	1022	80	1733	632
78	875	-	2105	1230
79	875	-	2558	1683
80	875	-	3012	2138
81	875	-	3465	2593
82	-	-	440	440
83	-	-	484	484

VALLIO WATER SUPPLY PROJECT  
Internal Economic Return

1-805-S-  
Rev Aug. 73  
Worksheet 7

(1) Year	(2) (Economic) Net Project Cash Flow	(3) Discount Factors 12 %	(4) Net Pres. Worth 12 %	(5) Discount Factors 13 %	(6) Net Pres. Worth 13 %
72	(20)	.893	(18)	.905	(18)
73	(664)	.797	(589)	.783	(677)
74	15849	.712	11284	.693	(10983)
75	(2979)	.636	(1895)	.613	(1826)
76	249	.567	129	.543	124
77	632	.507	320	.480	303
78	1230	.452	556	.425	523
79	1683	.404	680	.376	633
80	2218	.361	801	.333	739
81	2780	.322	895	.295	820
82	4140	.287	1274	.261	1159
83- 2011	4641	2.306 <sup>(2)</sup>	10702	.947 <sup>(1)</sup>	9036
			1471		(167)

(2)

(1) 7.634 - 5.687 = 1.947  
 (2) 8.244 - 5.938 = 2.306

Internal Economic Return is about 13%  
 More accurately:  $IRR = 12 + \frac{1463}{1637} = 12.9\%$



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO  
DE AGUA**

**CONTROL DE CALIDAD  
(COMPLEMENTO)**

**SEPTIEMBRE, 1983**





SRH

© 2011 SRH

Constituyentes Químicos	Concentraciones en miligramos por litro							
	OMS Internacional (1958)				OMS Europa		U.S.P.H.S. (1962)	
	Límite permitida	Límite máxima	Máximo tolerable (1958) (1963)		Límite recomendable	Límite tolerancia	Límite recomendable	Máximo tolerable
Magnesio	50	150	—	—	125(**)	—	—	—
Magnesio + Sulfato de Sodio	500	1,000	—	—	—	—	—	—
Manganeso	0.1	0.5	—	—	0.1	—	0.05	—
Nitrato como (NO <sub>3</sub> )	—	—	—	*	50	—	45	—
Oxígeno disuelto (mínimo)	—	—	—	—	5.0	—	—	—
Compuestos fenólicos (como fenoles)	0.001	0.002	—	—	0.001	—	0.001	—
Selenio	—	—	0.05	0.01	—	0.05	—	0.01
Plata	—	—	—	—	—	—	—	0.05
Sulfato	200	400	—	—	250	—	250	—
Sólidos totales	500	1,500	—	—	—	—	500	—
Cinc	5.0	15	—	—	5.0	—	5.0	—

+ Normas Internacionales OMS.

(\*) Después de 16 horas de contacto con tubería nueva; el agua entrando al sistema de distribución debe tener menos de 0.05 mg/l cobre.

(\*\*) Si hay 250 mg/l de sulfato presente, el magnesio no debe exceder de 30 mg/l.

\* Los límites recomendados y máximos tolerables varían inversamente con el promedio anual de temperaturas. Ver Tabla 1.

‡ Referencia: International Standards for Drinking-Water

\*\*\* Concentraciones mayores de 0.2 mg/l indican la necesidad de hacer análisis más detallados para determinar el agente que los origina.

TABLA 3

NORMAS PARA AGUAS SUPERFICIALES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PUBLICA \*

Constituyentes	Normas permitidas	Normas deseadas
<b>Físicas:</b>		
Color (unidad de color)	75	<10
Olor	Consultar párrafo 2 <sup>3</sup>	Virtualmente ausente
Temperatura *	Consultar párrafo 2 <sup>3</sup>	Consultar párrafo 3 <sup>3</sup>
Turbiedad	Consultar párrafo 2 <sup>3</sup>	Virtualmente ausente
<b>Microbiológicas:</b>		
Organismos coliformes	10,000/100 ml. <sup>1</sup>	<100/100 ml. <sup>1</sup>
Califormes fecales	2,000/100 ml. <sup>2</sup>	< 20/100 ml. <sup>1</sup>
<b>Compuestos inorgánicos:</b>		
	(mg/l)	
Alcalinidad	Consultar párrafo 6 <sup>3</sup>	Consultar párrafo 6 <sup>3</sup>
Amoniaco	0.5 (como N)	<0.01
Arsénico *	0.05	Ausente
Bario	1.0	Ausente
Boro *	1.0	Ausente
Cadmio *	0.01	Ausente
Cloruro	250	<25
Cromo hexavalente	0.05	Ausente
Cobre *	1.0	Virtualmente ausente
Oxígeno disuelto	M 4 (promedio mensual) M 3 (muestra individual)	Cerca a la saturación
Fluoruro *	Consultar párrafo 11 <sup>3</sup>	Consultar párrafo 11 <sup>3</sup>
Dureza *	Consultar párrafo 11 <sup>3</sup>	Consultar párrafo 11 <sup>3</sup>
Hierro (filtrable)	0.3	Virtualmente ausente
Plomo *	0.05	Ausente
Manganeso (filtrable) *	0.05	Ausente
Nitratos más Nitritos	10.0 (como N)	Virtualmente ausente
pH (ámbito)	6.0-8.5	Consultar párrafo 14 <sup>3</sup>
Fósforo *	Consultar párrafo 15 <sup>3</sup>	Consultar párrafo 14 <sup>3</sup>
Selenio *	0.01	Ausente
Plata *	0.05	Ausente
Sulfatos *	250.0	<50
Sólidos totales disueltos * (Residuo filtrable)	500.0	<200
Ion Uranilo	5.0	Ausente
Cinc *	5.0	Virtualmente ausente
<b>Compuestos orgánicos:</b>		
	(mg/l)	(mg/l)
Extractos de carbón en cloro- formo (CCE)	0.15	<0.04

\* Federal "Water Quality Criteria".

Constituyentes	Normas permitidas	Normas deseadas
Cianuro *	0.20	Ausente
Sustancias activas al azul de metileno (detergentes)	0.5	Virtualmente ausente
Aceite y grasas *	Virtualmente ausente	Ausente
Pesticidas:		
Aldrin *	0.017	Ausente
Clordano *	0.003	Ausente
DDT *	0.042	Ausente
Dieldrin *	0.017	Ausente
Endrin *	0.001	Ausente
Heptacloro *	0.018	Ausente
Hepóxido de heptacloro *	0.018	Ausente
Lindano	0.056	Ausente
Metoxicloro *	0.035	Ausente
Fosfatos orgánicos más carbamatos *	0.1 <sup>2</sup>	Ausente
Toxafeno *	0.005	Ausente
Herbicidas:		
2,4-D más 2,4,5-T más		
2,4,5 TP *	0.1	Ausente
Fenoles *	0.001	Ausente
Radioactividad:		
	(pc/l)	(pc/l)
Beta neta *	1,000	<100
Radio 226 *	3.0	<1
Estroncio 90 *	10.0	<2

\* El tratamiento definido en el proceso tiene poca efecto sobre este constituyente.

1 Los límites microbiológicos son promedios aritméticos mensuales basados sobre un adecuado número de muestras.

El límite del coliforme total puede ser mayor si la concentración del coliforme fecal no excede del límite especificado.

2 Como el paratión inhibe la colinesterasa, puede ser necesario recurrir a bajas concentraciones para algunos compuestos o mezclas.

3 "Water Quality Criteria."

Federal Water Pollution Control Administration (1968).

TABLA 4

CARACTERISTICAS QUIMICAS EN LOS CUERPOS DE AGUA UTILIZADOS  
PARA ABASTO PUBLICO (OMS)

<i>Compuestos que afectan la potabilidad del agua</i>	<i>Límite máximo permisible</i>
<i>Sustancia</i>	
Sólidos disueltos totales	1500 mg/l
Hierro	50 mg/l
Manganeso suponiendo que el contenido de amoniaco es menor que 0.5 mg/l	5 mg/l
Cobre *	1.5 mg/l
Cinc *	1.5 mg/l
Magnesio más sulfato de sodio	1000 mg/l
Sulfonato de alquil-bencilo (ABS <sup>h</sup> )	0.5 mg/l
<i>Compuestos peligrosos para la salud</i>	
Nitratos (NO <sub>3</sub> )	45 mg/l
Fluoruros	1.5 mg/l
<i>Sustancias tóxicas</i>	
Sustancias fenólicas	0.002 mg/l
Arsénico	0.05 mg/l
Cadmio	0.01 mg/l
Cromo	0.05 mg/l
Cianuro	0.2 mg/l
Plomo	0.05 mg/l
Selenio	0.01 mg/l
Sustancias radiactivas (Actividad total beta)	1000 µµc/l

Indicadores químicos de polución	Límite mínimo de polución
Demanda química de oxígeno	10 mg/l
Demanda bioquímica de oxígeno	6 mg/l
Nitrógeno de $\text{NO}_3^-$	1 mg/l
$\text{NH}_3$	0.5 mg/l
Extracto de carbón por cloroformo (ECC poluyentes orgánicos)	0.5 mg/l
Grosa	1 mg/l

Normas bacteriológicas	NMP/100 ml Bacterias Coliformes
------------------------	---------------------------------------

#### Clasificación

I. Calidad bacteriológica aceptable solamente por tratamiento de desinfección	0-50
II. Calidad bacteriológica que requiere extenso tratamiento (coagulación, filtración, desinfección)	50-5000
III. Polución considerable que requiere extenso tratamiento, por diferentes procesos	5000-50000
IV. Polución muy alta, inaceptable al menos que se cuente con tratamiento especialmente diseñado para cada agua en particular. Fuente para ser usada solamente cuando sea inevitable	mayor de 50000

\* Estos son los valores máximos para la calidad de agua cruda y por esta razón son menores que los valores permisibles para agua potable donde la presencia de las sustancias metálicas probablemente son el resultado de la acción agresiva del agua sobre la tubería metálica.

\* Este valor se ha establecido basado en la máxima sensibilidad de los procedimientos analíticos aceptados.

TABLA 4 Bis

SUSTANCIAS TOXICAS EN EL AGUA POTABLE \*

La OMS (Organización Mundial de la Salud) señala los siguientes límites de sustancias tóxicas en el agua potable. Todas las cifras están dadas en mg. por litro.

As	Ba	Cd	Cr-6	CN <sup>-</sup>	Pb	Subs. Fenólicas	Se
0.05	1.00	0.01	0.05	0.20	0.05	0.002	0.01

Con excepción de las sustancias fenólicas la OMS establece que la presencia de cualquiera de estas sustancias en concentraciones superiores a las ya señaladas, basta para rechazar una agua para uso de la población con fines domésticos.

Algunas de las lesiones bioquímicas o efectos tóxicos causados por estas sustancias son:

As	En las mitocondrias. Inhibición del sistema piruvato-oxidasa debido a que ataca al cofactor lipvato impidiendo así la formación de la acetil-coenzima a. Efecto inmediato sobre la membrana mucosa gastrointestinal debido al aumento de la permeabilidad de los capilares.
Ba	Posiblemente produce cambios en la permeabilidad o polarización de la membrana celular que provoca el estímulo indiscriminado de todas las células musculares. Marcado estímulo de los músculos, independientemente de la inervación.
Cd	Activa la hidrolasa fosfopiruvato. Inhibe a los enzimas que actúan sobre los sulfhidrilos.
Cr-6	Citotóxico; generalmente irritante.
CN <sup>-</sup>	En las mitocondrias. Inhibe la citocromo oxidasa en el sistema de fosforilización oxidativa; llegando hasta la interrupción del proceso de oxidación aeróbica.
Pb	Detiene la biosíntesis del grupo hem en el ácido delta-aminolevulínico o bien lo detiene entre protoporfirina y grupo hem. Causa la degeneración de las células nerviosas y de las musculares. Inhibe a los sulfhidril-enzimas.
Subs. Fenólicas	Desnaturalizan y precipitan a las proteínas celulares, envenenando así directamente a la célula. Acción irritante y corrosiva. Acción vasoconstrictora.
Se	Inactivan a los sulfhidril-enzimas.

\* De J.A. Tolley, 19 Yale Drive, New Brighton, Cheshire, England, Sept. 1969.

Si consideramos que el hombre promedio tiene un contenido total de agua de 50 litros, si se halla contaminado el 50% por una agua potable que contenga la mitad de la máxima concentración de sustancias tóxicas permisibles y dado el número total de sus células,  $5 \times 10^{13}$ , resulta que la dosis mínima <sup>10</sup> nociva por célula expresada en iones o en moléculas es:

As	Ba	Cd	Cr-6	CN-	Pb	Sus. Fenólicas	Se
100,000	1,100,000	12,500	145,000	1,150,000	36,000	3,200	19,000

Sería de utilidad para determinar la dosis mínima nociva por célula hacer el análisis de un líquido intersticial equivalente preparado ultrafiltrando el plasma del paciente a través de tubos de celulosa sin costura (Visking) con un poro normal de 50 Å aproximadamente; imitando dimensionalmente a la membrana capilar en su acción filtrante.

Algunos de los efectos tóxicos más obvios causados por ingestión de las sustancias tóxicas enlistadas por la OMS son:

Efectos tóxicos	S u b s t a n c i a s							
	As	Ba	Cd	CN-	Cr-6	Pb	Sus. Fenólicas	Se
Dolor abdominal	X		X		X	X	X	X
Aborto						X		
Acidosis							X	
Alcalosis							X	
Anemia	X					X		X
Insensibilidad de las manos y de los pies	X							
Anorexia				X	X	X	X	X
Anuria					X			
Ansiedad		X						
Pérdida del apetito						X		
Bradycardia		X						
Carcinogénesis	X				X			
Cirrosis hepática	X							
Constipación						X		



Efectos tóxicos	S u e r t a n e l i o s						
	As	Ba	Cd	CN <sup>-</sup>	Cr-6	Pb	Sus. Fenólicos Se
Acumulación (semejante a constipación)	X		X			X	
Diarrea	X	X	X			X	X
Mareo		X	X	X		X	X
Somnolencia				X			
Disnea		X	X		X		
Fácil fatigabilidad							X
Extrasístole		X					
Fatiga						X	X
Daño al feto						X	
Lengua seborral							X
Aliento alíáceo	X						X
Irritación gastrointestinal			X				X
Pérdida del cabello	X	X					
Dolor de cabeza			X	X		X	X
Hiperqueratosis de las palmas de las manos y de las plantas de los pies	X						
Dolores articulares						X	
Lasitud						X	X
Trastornos menstruales						X	
Sabor metálico	X		X			X	X
Dolores musculares			X				
Rigidez muscular (en la cara y en los músculos del cuello)		X					
Debilidad muscular		X					
Náusea	X	X	X	X	X	X	X
Nefritis (crónica)	X						
Irritabilidad nerviosa							X

Efectos tóxicos	S u b s t a n c i a s								
	As	Ba	Cd	CN <sup>-</sup>	Cr-6	Pb	Sus. Fenólicos	Se	
Edema de las mucosas					X				
Piel edematosa	X								
Oliguria					X	X			
Palidez						X	X	X	
Parestesia de los pies y de las manos	X								
Salivación	X		X			X			
Piel bronceada	X								
Sed					X		X		
Temblores musculares		X							
Ulceración de las mucosas					X				
Uremia					X				
Orina café			X						
Vértigo					X				
Vómito	X	X	X		X	X	X	X	
Polineuritis	X								
Taquicardia				X					
Debilidad general						X			
Pérdida de peso	X		X			X	X	X	
Hipertensión		X							

No podemos estar seguras de que los pacientes que presentan algunas de las enfermedades que pueden ser causadas por las sustancias tóxicas mencionadas, no están sufriendo a causa de la ingestión de agua potable contaminada mientras no se cuente con cifras estadísticamente significativas que muestren que el agua potable "tal como sale de las llaves de agua de los consumidores".

- Contiene menos de las concentraciones máximas permisibles de sustancias tóxicas señaladas por la OMS.
- No contiene alguna de las sustancias carcinogénicas enlistadas en "Carcinogénesis química y cánceres" (Chemical Carcinogenesis and Cancers) por W.C. Hu-

eper y W.D. Conway ni de las sustancias contaminantes mencionadas en "Silent Spring" de Rachel Carson.

Finalmente, cabe preguntarse cuál es el efecto sobre el Intestino del recién nacido de las aguas potables blandas cuya "alcalinidad" en  $\text{CaCO}_3$  es menor de 100 mg/litro, con un pH menor de 7, que contienen algunas de las sustancias tóxicas mencionadas en (a) y (b) y/o, solutos provenientes de las tuberías de la red de distribución del agua. Además del efecto tóxico de estas sustancias, el daño celular que producen facilitará la penetración de bacterias o de sus toxinas, que actúan entonces como invasores secundarios. Es digno de anotarse también que algunas de estas sustancias, por ejemplo, el plomo, atravesarán la barrera placentaria, tampoco deben olvidarse los efectos de estas sustancias sobre los pacientes debilitados.

DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL CURSO "PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA" IMPARTIDO EN ESTA DIVISION DEL 3 AL 21 DE OCTUBRE DE 1983.

1. CALIERON RAMIREZ VICTOR MANUEL  
SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA  
PROYECTISTA  
PASEO DE LA REFORMA No. 77-9o. PISO  
COL. SAN RAFAEL  
DELEGACION CUAUHTEMOC  
546-67-09  
SUR 20 A # 38  
COL. AGRIOLA ORIENTAL  
DELEGACION IZTACALCO  
08500 MEXICO, D.F.  
763-66-04
2. CASILLAS MAGALLANES RAFAEL  
SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA  
JEFE OFIA. DISEÑO DE CIMENTACIONES  
AV. PASEO DE LA REFORMA No. 77-9o. PISO  
COL. SAN RAFAEL  
DELEGACION CUAUHTEMOC  
06030 MEXICO, D.F.  
546-54-17  
AV. CUAUHTEMOC No. 730-9  
COL. HARVARE  
DELEGACION BENITO JUAREZ  
03020 MEXICO, D.F.  
536-86-46
3. CERVANTES JAUREGUI DAVID  
DIREC. GRAL. DE CERAS Y CONSERVACION  
RESIDENTE DE SUPERVISION DEPTO. HIDRAULICA  
AV. UNIVERSIDAD No. 3500  
CD. UNIVERSITARIA  
DELEGACION COYOACAN  
550-52-15 ext. 4406  
1o. DE MAYO No. 6-23  
COL. NATIVITAS  
DELEGACION-BENITO JUAREZ  
03500 MEXICO, D.F.  
550-52-15 ext. 4406
4. GARCIA HERNANDEZ AGUSTIN  
SEIUE  
AUXILIAR TECNICO DIREC. GRAL.  
REFORMA No. 77-10 PISO  
COL. SAN RAFAEL  
DELEGACION CUAUHTEMOC  
591-11-69  
AV. LANCIEROS DE OAXACA ESQ. RET. ATL  
COL. EJERCITO DE ORIENTE  
DELEGACION IZTAPALAPA  
09230 MEXICO, D.F.  
797-86-64
5. GOMEZ MARTINEZ JOSE JESUS  
AEROPUERTOS Y SERVICIOS AUXILIARES  
PROYECTISTA  
AV. 602-161  
COL. JUAN DE APAGON  
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO  
06520 MEXICO, D.F.  
762-76-18  
CALLE ORIENTE 168 No. 165  
COL. MOCTEZUMA 2a. SECCION  
DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA  
15500 MEXICO, D.F.  
571-91-39
6. HUITZIL GEMALPOPOCA ARACELI  
SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA  
INGENIERO PROYECTISTA  
REFORMA No. 77-9o. PISO  
COL. SAN RAFAEL  
DELEGACION CUAUHTEMOC  
546-67-09  
COLINA MZ "C" LT. 22  
COL. GUADALUPE DEL MORAL  
DELEGACION IZTAPALAPA  
09300 MEXICO, D.F.  
686-08-73
7. LOPEZ HUERTA MARCIAL E.  
INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO  
JEFE DE OFIA. DISEÑO DE TUBERIAS  
EJE CENTRAL LAZARO CARDENAS No. 152  
COL. SAN BARTOLO ATEPHUACAN  
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO  
567-66-00  
EDIFICIO 104 DEPTO. 703  
COL. PATERA VALLEJO  
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO



8. MIPANDA IGLESIAS JAVIER  
INGENIERIA Y PROYECTO EJECUTIVOS  
SOCIEDAD CIVIL (IPFSC)  
JEFE DE PROYECTO  
MARTIRES IRLANDESES No. 98  
COL. PARQUE SAN ANDRES COYOACAN  
DELEGACION COYOACAN  
04040 MEXICO, D.F.  
544-82-08 y 689-26-22
9. NAVARRO BETANCOURT PEDRO  
INSISA CONSULTORES  
PROYECTISTA  
LONDRES No. 40-3er. PISO  
COL. JUAREZ  
DELEGACION CUAUHTEMOC
10. RAYA MERCHANT ITELSON ALEJANDRO  
SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA  
INGENIERO PROYECTISTA  
REFORMA No. 77-9o. PISO  
COL. SAN PABLO  
DELEGACION CUAUHTEMOC  
546-67-09
11. ROSALES DUEÑAS JUAN ANTONIO  
SALMAG DE MEXICO, S.A.  
PASANTE INGENIERO CIVIL  
NUEVA YORK No. 310-7o. PISO  
COL. NAPOLES  
687-36-66
12. MARTINEZ PEREZ ALEJANDRO  
D. G. C. O. H. D.D.F.  
JEFE AREA CENTRO DEL SISTEMA PTE.  
NARCISO MENDOZA No. 12  
DELEGACION MIGUEL HIDALGO  
589-48-63
13. TIRADO RUIZ IRMA  
DIREC. GRAL. DE CONST. OPER. HIDRAULICA  
TECNICO  
SAN ANTONIO ABAD No. 231  
COL. OBRERA  
DELEGACION CUAUHTEMOC  
588-32-13 e-t. 5001
14. JIMENEZ HERNANDEZ JESUS  
D. G. C. O. H.  
SUPERVISOR  
SAN ANTONIO ABAD No. 238  
COL. OBRERA
15. LOPEZ POZOS ISAAC  
DIR. GRAL. DE CONSTR. Y OPER. HIDRAULICA  
JEFE SECC. DE ESTUDIOS BASICOS  
SAN ANTONIO ABAD No. 231  
COL. OBRERA  
DELEGACION CUAUHTEMOC  
578-26-74
- FAISAN No. 40  
COL. BELLA VISTA  
DELEGACION MIGUEL HIDALGO  
01140 MEXICO, D.F.  
515-19-94
- AGUSTIN DE MORA No. 23  
COL. CIRCUITO GEOGRAFOS  
DELEGACION SATELITE  
53100 EDO. DE MEXICO  
562-12-89
- AV. OBSERVATORIO No. 177-B  
COL. OBSERVATORIO  
DELEGACION MIGUEL HIDALGO  
11860 MEXICO, D.F.  
515-87-14
- DR. BALMIS No. 76-3  
COL. DOCTORES  
588-23-73 y 687-36-66
- 3a. PRIV. AMANTECATL 0-05  
COL. AMPLIACION PETROLERA  
DELEGACION AZTAPOTZALCO  
02700 MEXICO, D.F.  
352-02-61
- K No. 33  
COLONIA ALIANZA POPULAR  
DELEGACION COYOACAN  
04800 MEXICO, D.F.  
677-85-36
- JUAN ENRIQUEZ No. 494  
COL. JUAN ESCUTIA  
DELEGACION IZTAPALAPA  
09100 MEXICO, D.F.  
558-53-04
- BAJA CALIFORNIA SUR No. 90  
COL. PROVIDENCIA  
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO  
796-02-46

- 0.45

1.5

1.2

1.0

0.8

0.6

0.4

0.2

0.0

-0.2

-0.4

-0.6

-0.8

-1.0