

PARTE I

CONTENIDO

1. Estudios Preliminares. Ing. Filiberto Castro.
2. Química del Agua. Ing. Miguel Angel Arci
niega Ter-Veen.
3. Obras de Captación. Ing. Lauro Reynoso Torres.
4. Obras de Captación. Ing. Francisco Montejano.
5. Hidrología Superficial. Ing. Francisco Peña Robles.
6. Hidrología Subterránea. Ing. Germán Figueroa Vega.
7. Obras de Regularización. Ing. Jesús Robles Laguna.

1. 1948

1948

2. 1949

1949

3. 1950

1950

4. 1951

1951

5. 1952

1952

6. 1953

1953

7. 1954

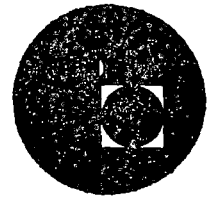
1954

8. 1955

9. 1956



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

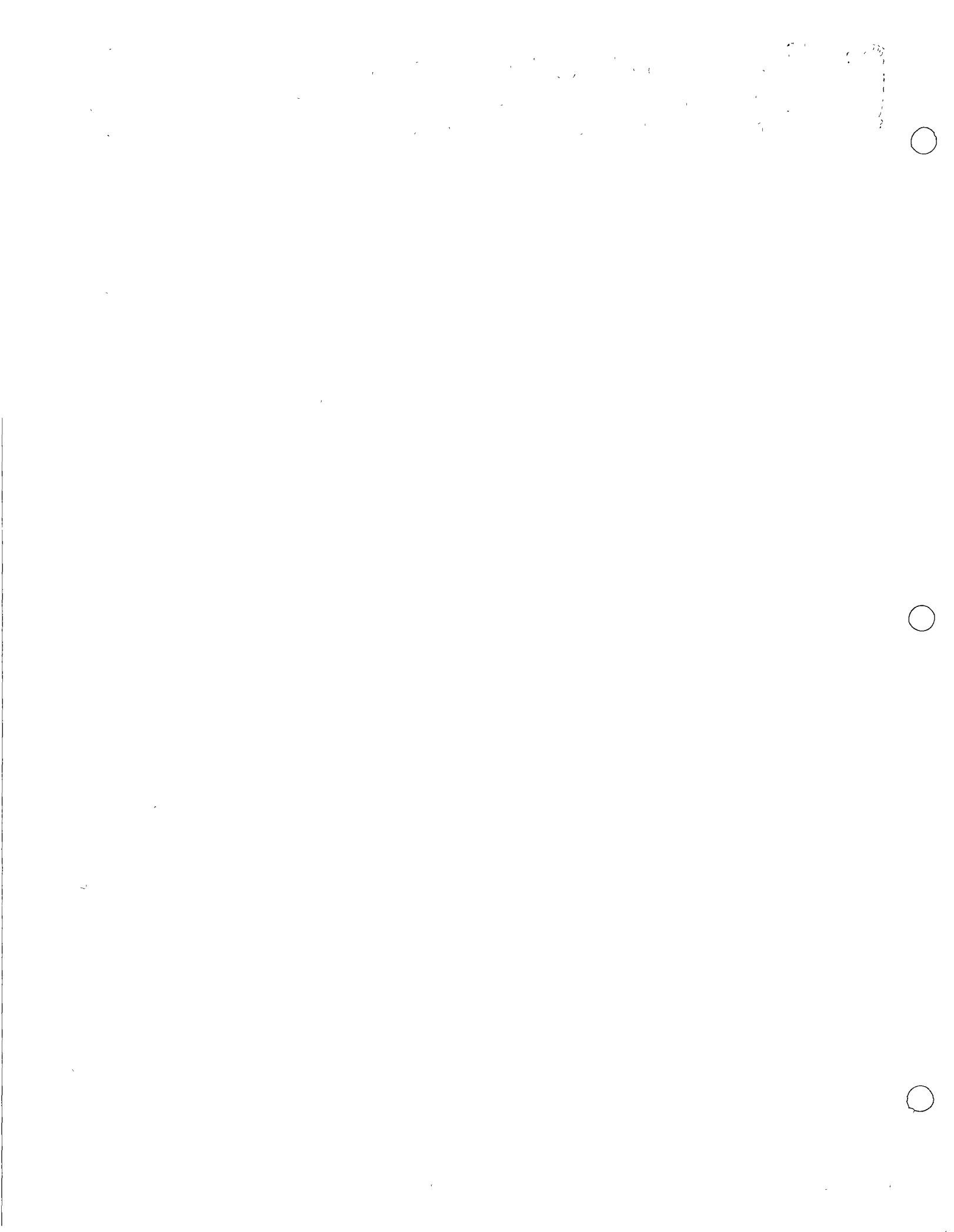


DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE



TEMA I. ESTUDIOS PRELIMINARES:
(C O M P L E M E N T O)

ING. FILIBERTO CASTRO M.



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POPULAR

TEMA I ESTUDIOS PRELIMINARES

(COMPLEMENTO)

PARTES CONSTITUTIVAS DEL PROYECTO:

| | | | |
|-------------------------|--------------------------------|-------------|-------------|
| | | | Mar |
| | | | Manantiales |
| | B Dependiendo tipo de F.A. | superficial | ríos |
| 1) Obra de captación | | subterránea | presas |
| | G | meteórica | lagos |
| | Manantiales (grutas, galerías) | | |
| Subterráneas | subálveas | | |
| | Profundas y someras | | |
| Meteóricas | lluvia | | |
| | Deshielos | | |
| Accesorios: | Válvulas de control | | |
| | Vertedores de demasías | | |
| | medidores de gasto | | |
| | Conexiones de desagüe | | |
| Protección Sanitaria | | | |

- 2) Línea de conducción: (Desde obra de captación al 1er. cruceo red ó tanque regularización). Cuando vá directo a la red y excedencias al tanque ó del tanque a la red, es alimentadora. Cuando vá de la obra de captación al tanque es Línea de Conducción.

a) Bombeo

Debe diseñarse para el Q. m. d. dependiendo de la fuente de

b) Gravedad

abastecimiento y del sistema de

c) Combinada

operación en cuanto a las horas de bombeo. También depende del Estudio económico y línea de la misma para el período económico de diseño.

Siempre es necesario analizar varias alternativas de rutas y soluciones dentro de las alternativas. Ajustándose a las normas de diseño y especificaciones de proyecto vigentes para los diferentes tipos y clases de tuberías existentes comercialmente.

Dentro de la línea de conducción se encuentran los siguientes elementos necesarios para su protección y buen funcionamiento tales como, válvula de admisión y expulsión de aire, seleccionada en base al tipo y clase de tubería, así como a las presiones normales de operación de válvulas de desagüe, cuya finalidad permite drenar y desaguar las tuberías en los Talwegs (columpios ó depresiones topográficas).

Cajas rompedoras de presión

Cajas limitadoras de presión

Cruceros por cambio de dirección, diámetro y pendiente.

Cruces especiales en arroyos, carreteras, vías de F.F.C.C.

Obras de arte para proteger la línea de conducción, contra derrumbes ó deslaves, así como cruce de pantanos, esteras ó marismas (Puentes, Canales, sifones, etc.)

Estaciones de bombeo: Estarán constituidas por las siguientes partes:

En su caso por un cárcamo de bombeo, cuyas dimensiones serán apropiadas al equipo-motor bomba seleccionada; incluyendo controles de entrada, salida y excedencias, ventilas y desagües. Motores y bombas. Conexiones de control y protección tanto para el equipo de bombeo como para la línea de conducción, constituidas por válvula de no retorno "Check", válvula de seccionamiento, válvula de purga de aire a la salida de la bomba, manómetro de presión, válvula de alivio contra sobrepresiones motivadas por golpe de ariete, medidor de - gasto, válvula de desagüe, etc.

Equipos eléctricos y de control: Caseta de operación y protección de equipos eléctricos.

Potabilización: Dependiendo de la calidad de las aguas disponibles, así como de los caudales de explotación requeridos para las necesidades de la localidad, puede estar constituida por un equipo de desinfección ó un sistema - completo de potabilización (De captación, precloración, coagulación, sedimentación, filtración y postcloración). Todo el sistema fundamentalmente en --

este último caso, se completará con aparatos de medición de gastos, registro y control de su funcionamiento. También se contará con un laboratorio para análisis físico-químicos y bacteriológicos, Oficinas, almacén de productos químicos (sulfato de aluminio, cal viva, hexametáfosfato de sodio, etc.) y refacciones.

Tanques superficiales: Estos tanques denominados de regularización dentro de los sistemas de agua potable, llevan la finalidad de regularizar las demandas horarias de la población y por lo general en sus instalaciones están constituidas por una tubería de entrada procedente de la fuente de captación del sistema que llevará una válvula de seccionamiento con el fin de poder impedir la entrada del agua a dicho tanque cuando este último requiera una limpieza general.

Otra de las instalaciones indispensables es la tubería de salida hacia la red de distribución y que también contará con una válvula de seccionamiento cuya operación de cierre o apertura permitirá abastecer ó no respectivamente a la red de distribución, adicionándole de acuerdo a la magnitud de la localidad con un aparato medidor registrador y totalizador de gasto.

Como otras conexiones indispensables con que cuentan estos tanques de regularización están las conexiones de demasías que permitirán desalojar el agua excedente que entre a dicho tanque cuando se tiene una descompostura del flctador que de otra de las partes que integran las conexiones a los tanque.

Y por último mencionaremos las instalaciones de ventila que permitirán la aereación del agua existente dentro del tanque.

Tanques elevados. Con objeto de proporcionar mejores presiones dentro de la red de distribución cuando la población es muy plana topográficamente se hace necesario e indispensable la construcción de tanques elevados ya sean metálicos ó de concreto y que llevarán las mismas conexiones que los tanques superficiales, supliéndose únicamente la válvula de flotador por una válvula de altura.

Partes constitutivas de una red de distribución

- 1.- Red primaria
- 2.- Red secundaria
- 3.- Cruceros de la red
- 4.- Tomas domiciliarias
- 5.- Accesorios: válvulas de seccionamiento e hidrantes, contra incendio.

1.- Red primaria.

La constituyen las tuberías de mayor diámetro y distribuyen el gasto máximo horario a la red secundaria.

De acuerdo con la planimetría y topografía de la población se diseñan circuitos o líneas abiertas.

Cuando se utilizan circuitos, la separación entre líneas troncales o principales que forman a la red primaria deben estar entre 400 y 600 m. y en algunos casos a mayores distancias cuando se trata de rehabilitar algunas redes que tienen tuberías existentes aprovechables en su gran mayoría.

2.- Red secundaria.-

Son tuberías de menor diámetro que el de la red primaria que cubren la totalidad de las calles, también se les denominan tuberías de relleno.

En localidades urbanas urbanas pequeñas los diámetros son de 50 ó 60 mm. (2" ó 2½") y en ciudades de importancia de 75 ó 100 mm. (3" ó 4").

3.- Gruceros de la Red.-

Siempre se construirán para hacer las conexiones de las tuberías de la red primaria y secundaria y en los cambios de dirección, utilizando piezas de fierro fundido con bridas, asbesto cemento y P.V.C. y en algunos casos piezas de acero al carbono o galvanizado.

Para el proyecto se sigue una simbología que se muestra en pláños tipo.

4.- Tomas Domiciliarias.-

Es una parte de la red por medio del cual se le dá agua al usuario en su predio y su elección depende de la clase de tubería a que se conecta.

- a) Para conectarse a tubería de Asbesto Cemento.
- b) Para conectarse a tubería de P.V.C.
- c) Para conectarse a tubería de acero galvanizado
- d) Caso particular para conectarse a tubería de acero

5.- Accesorios.-

A) Válculas de seccionamiento.- Generalmente deben colocarse en las tuberías principales y su localización dependerá de un estudio de zonificación -

para aislar calles o zonas en caso de separación de tuberías, cruceos o ampliaciones.

Las válvulas más usuales son: Las de compuerta con vástago no saliente, las de mariposa y las Valflex con cámara de butilo.

b) Hidrantes contra incendio.- Cuando las localidades lo ameriten deberán instalarse estos hidrantes y conectarse a tuberías de 100 mm. (4") de diámetro como mínimo y deberá tenerse una presión mínima de 3 m. en el sitio de conexión cuando se utilice equipo móvil contra incendio.

En algunas ciudades se utilizan cajas de inundación pero sanitariamente no son recomendables.

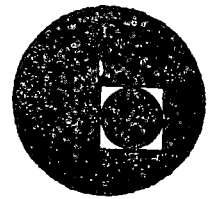
Su localización deberá hacerse de acuerdo con el cuerpo de bomberos, el Representante de la S.R.H. y Autoridades Municipales o Estatales, obteniéndose un plano debidamente autorizado.

Las presiones máxima y mínima aceptables son 50 y 15 m. columna de agua para localidades grandes y para las pequeñas se acepta una carga mínima de 10 m.





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



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE



ING. FILIBERTO CASTRO MADRIGAL

Faint, illegible text at the top of the page, possibly a header or title.



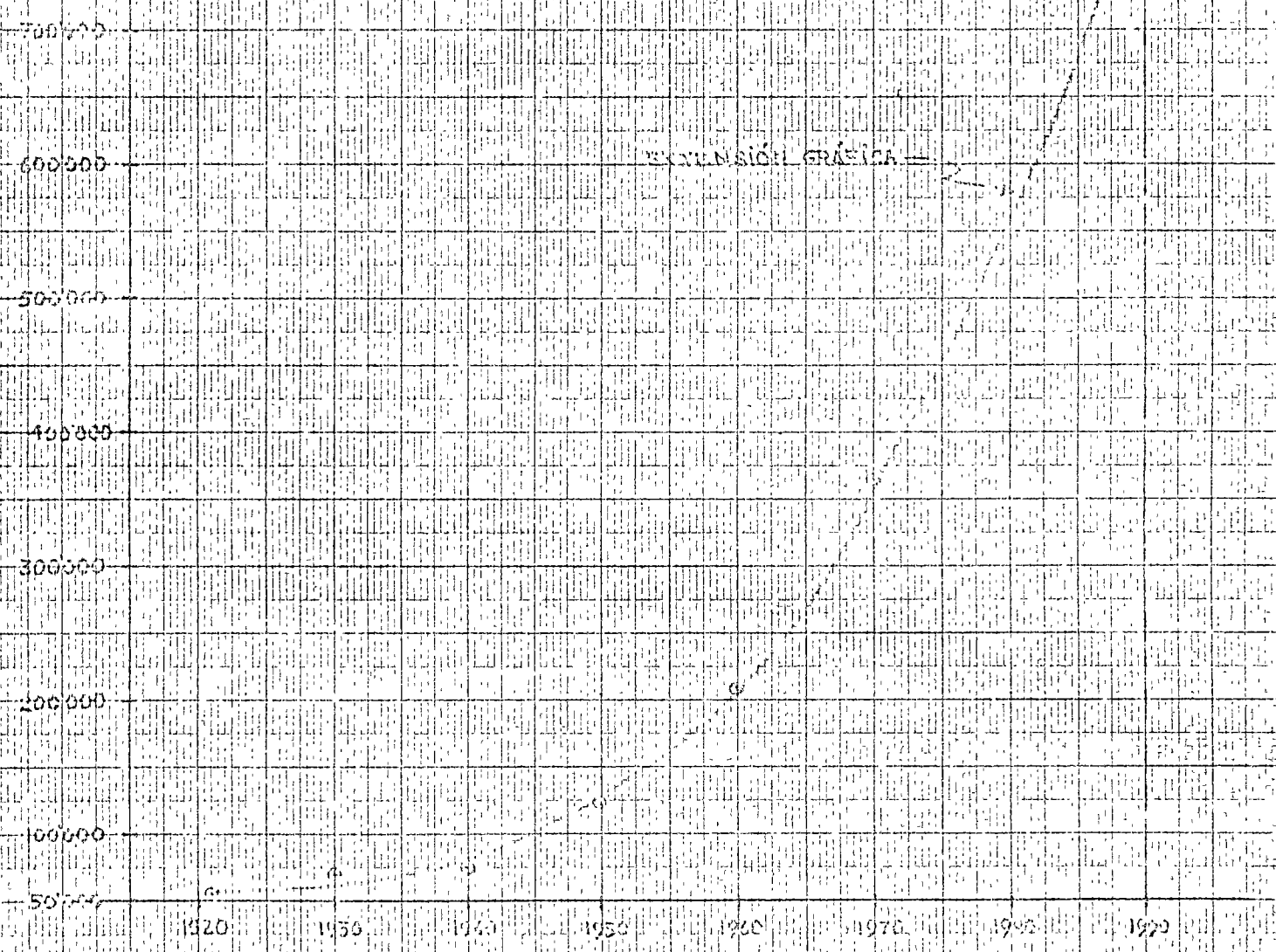
DATOS DE SALIDA

L. H. M. S. J. A.

| AÑO | VALOR |
|------|---------|
| 1980 | 129 228 |
| 1981 | 127 721 |
| 1982 | 207 375 |
| 1983 | 344 290 |

208000

EXPANSIÓN GRÁFICA



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTOS
DE AGUA POTABLE.

TEMA I

ESTUDIOS PRELIMINARES.

III.- DETERMINACION DE DOTACIONES.

INTRODUCCION:

Los usos del agua son numerosos y diversos. Es imposible de -
concebir un aprovechamiento correcto de los recursos si no se tiene un espíri-
tu presente de las características de cada tipo de consumo.

LOS SISTEMAS COLECTIVOS DE ALIMENTACION DE AGUA:

Asegurar la alimentación de Agua Potable en la época actual sea
en las ciudades ó en las comunidades rurales es uno de los primeros deberes -
de una sociedad. Las necesidades expresadas por las comunidades tienen un
carácter de prioridad. Pero el exámen de cierto número de estadísticas des
cubre rápidamente que las situaciones están lejos de ser tan simples como se -
podría pensar.

Dentro del capítulo de PREDICCIÓN DE POBLACION por diferentes -
métodos como se señaló en el tema anterior y establecida la población de pro-
yecto, es necesario realizar como paso inmediato lo que se llama EL ESTUDIO
DE LA DOTACION.

Principiaremos entonces por tratar de dar una definición sencii-
lla de lo que se entiende por dotación.

DEFINICION: Dotación es la cantidad de agua que se asigna con-
vencionalmente a cada habitante como promedio durante todos los días del año
y se le expresa generalmente en litros por habitante y por día (lt/hab/día).

Antes que nada la complejidad de una red de distribución obliga a distinguir numerosas partidas en el balance general tales como: volúmen producido P: volúmen total de agua extraído ó obtenido de las diferentes fuentes, ya sea que se trate:

- a) De un volúmen conducido por bombeo
- b) De un volúmen conducido por gravedad
- c) De un volúmen obtenido de una distribución vecina.

Volúmen Distribuido D:

Volúmen total de agua introducido en la red de distribución valuado al principio de la red, al nivel del tanque de distribución ó del medidor general.

Volúmen Consumido C:

Es la parte del volúmen distribuido efectivamente que es entregada a los diversos consumidores asegurando además de las necesidades de los usuarios un buen funcionamiento de la red de alcantarillado.

CONSUMOS QUE LA COMPONEN:

- Consumo doméstico
- Consumo comercial
- Consumo industrial
- Consumo público
- Consumo por pérdidas y desperdicios.

Consumo doméstico: Como su nombre lo indica es el agua que se consume ó que se requiere para satisfacer todas las necesidades domésticas tales como:

- Bebida
- Comida
- Aseo Personal
- Lavado de ropa

Limpieza de utensilios

Riego de patios y jardines

Lavado de coches

Servicios sanitarios (descarga de retretes)

Aparatos de clima y aire acondicionado, etc.

Consumo comercial: El agua que se usa en locales comerciales tales como:

Restaurantes

Teatros

Cines

Centros Nocturnos

Baños

Gasolineras

Mercados, etc.

Consumo industrial: Comprende los consumos en todo tipo de industrias de los que podríamos mencionar entre otras muchas:

Industria Petroquímica

Fábricas textiles

Embotelladoras de refrescos y cervezas

Fábricas de hielo

Fábricas de papel, etc.

Como ejemplos principales podemos decir que se requieren:

a) 21 m³ de agua por tonelada de caña

b) 10 m³/ton. en la Industria del Hierro y del Acero

c) 36.5 m³/ton. en la Industria del Papel

d) 160 m³/ton. de celulosa.

e) 0.130 m³/ K.W.H. en la generación de electricidad.

f) 0.170 m³/barril procesado en la refinación del petróleo
(en los procesos de enfriamiento)

Cabe mencionar que una estimación del volumen demandado de agua que se requirió en la industria de la Transformación en el año de 1974 según datos obtenidos para el Plan Nacional Hidráulico fué de 3900 millones de metros cúbicos correspondió lo anterior a los usos principales así como a lo que se menciona a continuación.

| | |
|-------------------------|-------|
| Industria Alimenticia | 55 % |
| Industria Química | 16 % |
| Industria Metálica | 13 % |
| Papel | 7 % |
| Electricidad | 2 % |
| Refinación del Petróleo | 2 % |
| Textil | 0.6 % |
| Otros | 4.4 % |

Los cuadros anexos proporcionan una idea de los diferentes consumos de agua necesarios para todo tipo de industria más generalizados.

Consumo público ó municipal : Representa el agua empleada en Edificios públicos (escuelas, hospitales, comandancias de policía, etc) Riego de calles, jardines, parques, etc.
Hidrantes contra incendio.

Consumo por pérdidas y desperdicios: Además de los consumos anteriores que son imprescindibles para la vida, y desarrollo de los pueblos, la dotación está afectada de un consumo más, denominado " CONSUMO POR PERDIDAS Y DESPERDICIOS" mismo que está compuesto por el agua que se "pierde" por instalaciones defectuosas y mal estado de conservación de las tuberías y accesorios en la red municipal e interiores de los edificios, pérdida que se vé incrementada por los "desperdicios" debidos al descuido ó negligencia de los usuarios al dejar abiertos llaves, grifos, etc.

Se llama necesidad de agua al volúmen producido, es decir a la suma de los volúmenes consumidos y de las pérdidas en producción y distribución.

Cabe hacer la indicación que dada la gran dificultad se presenta día a día para la localización de fuentes de aportación suficientes para abastecer a los núcleos de poblaciones que también cada vez sufren una acelerada explosión demográfica - no sólo en nuestro país sino en todo el mundo, es necesario y con carácter urgente que este consumo debido a los desperdicios disminuya lo más que sea posible - ya que la principal causa que motiva a éste, es negligencia de los usuarios al dejar las llaves abiertas.

Es necesario entonces no dejar de difundir campañas de diferente índole a fin de que cada habitante se convierta en un verdadero guardián de tan preciado flúido.

FACTORES QUE AFECTAN LA DOTACION:

Es obvio que la demanda de agua para satisfacer los consumos antes indicados es variable de un lugar a otro, afectando a la DOTACION de los que nos limitaremos a hacer mención a algunos de los más importantes:

Magnitud de la población: Cuando la población crece, la demanda de agua aumenta por razón directa de ese incremento de usuarios ó bien en algunos casos por razones de aumento de industrias ó comercios y no precisamente en proporción al número de habitantes.

Localización y clima: Este tiene gran influencia en el consumo debido al incremento de baños, lavado de ropa, refrigeración de alimentos, clima artificial, etc. (Caso típico de las ciudades del Norte de la República) Un factor que proporciona una disminución en el consumo son las lluvias y el descenso de la temperatura.

Carácter de la población: (Residencial, comercial, industrial) Es lógico que los consumos serán muy variados si las poblaciones adquieren cualquiera de los caracteres anteriores. Desde luego la demanda en una población con carácter industrial puede resultar muy fuerte, sin embargo en algunas ciudades ésta se abate en forma considerable por contar las industrias con sus propias fuentes de abastecimiento -

para uso privado.

Actividades y grado de desarrollo de la población: El standard de vida de una localidad puede estar indicado por la apariencia de sus casas y edificios. A mayor y mejor apariencia, el consumo puede verse incrementado.

Presión y calidad del agua: Existen estudios de carácter experimental en que se aprecia una diferencia del 30% (aproximadamente) en el consumo cuando las presiones disponibles varían de 20 a 30 m.c.a. Esto se debe al incremento en las fugas, por lo que se deberá buscar dar presiones que garanticen un servicio satisfactorio.

Por otra parte cuando la calidad del agua es buena el consumo aumenta. Si se proporciona agua de mala calidad se limita el uso de la misma.

Control y medición del agua: La existencia de medidores en las casas disminuye el consumo, se ha observado en la práctica que en localidades donde la distribución se hace sin medidor la gente se despreocupa de su cuidado gastándola en mayor cantidad.

Existencia de una red de alcantarillado: Si se cuenta con medios ó instalaciones sanitarias para evacuar las aguas servidas ó residuales en una localidad es lógico que los consumos de agua aumenten. Por el contrario, la ausencia de una red de atarjeas puede ocasionar reducción de la dotación que se asigne a una localidad.

Costo del agua: Cuando al usuario se le miden sus consumos de agua con el fin de que pague la cuota que le corresponda tratará de disminuir los desperdicios respectivos. Esto se puede notar ampliamente cuando las tarifas por m³ de agua consumida aumentan.

Estudios efectuados muestran sin embargo, que hay una relación estrecha entre el nivel económico y el consumo de agua.

CUANTIFICACION DE LA DOTACION:

La naturaleza de las obras de abastecimiento es tal que aunque algunas de sus partes de que consta son susceptibles de aumentar su capacidad poco a poco, conforme van aumentando las necesidades, generalmente deben establecerse desde un principio. Por otra parte no es razonable proyectarlas con una amplitud exagerada para que duren muchos años ya que estas obras deben ser pagadas en gran parte por los consumidores, lo que impondría grandes sacrificios a la población actual que paga, proporcionando un proyecto antieconómico, pero tampoco deben limitarse a satisfacer las necesidades inmediatas. Por tanto es de recomendarse proyectar estas obras para un "período económico" adecuado que balancee en forma conveniente todos estos factores y se ajuste hasta donde sea posible a la factibilidad económica de la localidad por abastecer.

La estimación ó cuantificación de la DOTACION , deberá hacerse para el período económico de proyecto, siendo muy variable dependiendo del lugar de que se trate.

Para confirmar lo expuesto tomaremos en consideración la opinión de algunas autoridades en el mundo.

El autor alemán Shoklistsh proporciona los siguientes datos:

| | | |
|----------------------------------|-----------|-------------|
| Para beber y cocinar | 50 | lt/hab/día |
| Lavado de ropa | 45 | " |
| Descarga de retretes (2 veces) | 20 | " |
| Servicios públicos | 20 | " |
| Baños de ducha | 75 | " |
| Fugas y desperdicios | <u>20</u> | " |
| | 230 | lt/hab/día. |

Según el autor F.E. Turneure:

| | Mínimo | Medio | Máximo |
|--------------------------------|--------|-------|----------------|
| Consumo doméstico | 80 | 160 | 240 |
| Consumo comercial e industrial | 140 | 190 | 240 |
| Consumo público | 20 | 40 | 60 |
| Fugas y desperdicios | 40 | 100 | 160 |
| | 280 | 490 | 700 lt/hab/día |

Las normas venezolanas fijan las siguientes dotaciones:

| Población | Servicio c/medidores | Serv. s/med. |
|----------------------------|----------------------|--------------|
| Hasta 20,000 habitantes | 200 lt/hab/día. | 400 |
| 20,000 a 50,000 habitantes | 250 lt/hab/día. | 500 |
| Mayor de 50,000 habitantes | 300 lt/hab/día. | 600 |

De acuerdo con los datos americanos:

| Población | Servicio sin medidores |
|-------------------------|------------------------|
| 5,000 a 9999 habitantes | 488 lt/hab/día. |
| 10,000 a 24999 " | 507 " |
| 25,000 a 49999 " | 503* " |
| 50,000 a 100000 " | 488* " |
| Más de 100,000 " | 594 " |

* Se considera que estos datos, menores que para poblaciones pequeñas, se deben a una descentralización de las industrias.

De acuerdo con los datos americanos, considerando el porcentaje de la población con medidores:

| % de la pob. con medidores | 5,000 a 9999 | 10,000 a 24999 | 25,000 a 49999 | 50,000 a 100000 | más de 100000 hab. |
|----------------------------|--------------|----------------|----------------|-----------------|--------------------|
| 0 a 50 % | 688 | 715 | 791 | 734 | 643 |
| 50 a 95 % | 469 | 488 | 495 | 518 | 586 |
| 95 a 99 % | 461 | 454 | 465 | 461 | 563 |
| más de 99 % | 450 | 480 | 484 | 454 | 518 |

El autor Capen dice:

Para abastecimientos con medidores en todo el sistema y bajo porcentaje de fugas.

Dotación = 2000 P^{0.11} P: Población proyecto en miles.

Para abastecimientos comunes, con medidores prácticamente en todo el sistema.

Dotación = 204 P^{0.125}

Donde: Dotación en lt/hab/día y P = población en miles.

La Secretaría General de Gobierno Francés en el No. 3219 de "La Documentación Francaise" proporciona los siguientes datos para distintos servicios de Agua Potable en Francia:

DATOS DE CONSUMOS UNITARIOS PARA DISTINTOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE DE " FRANCIA "

Referencia:

La documentación Française No. 3219 Editado por la Secretaría General del Gobierno Francés.

| P O B L A C I O N | C O N S U M O S | | | | | | | | | | Necesidade l.p.h./día. |
|--|--------------------------------------|--------|--------|--------|-------|------------|------------------|-------|------|---------|---------------------------|
| | P A R T I C U L A R E S | | | | | | | | | | |
| | Doméstico-Organismos- colectivos. | Indus. | Total. | Mpal. | Total | Pérdidas y | Porcen- taje. | | | | |
| Medio Rural y población de menos de- 5 000 HAB. | Min. | 27.4 | 0 | 0 | 27.4 | 0 | 27.4 | 5.5 | ± | 20% | 32.8 |
| | Max. | 82.0 | 13.7 | 13.7 | 82.0 | 27.4 | 110.4 | 27.4 | ± | 25% | 137.8 |
| Población de 5 000 a 10 000 HAB. | Min. | 27.4 | 0 | 0 | 55.0 | 0 | 55.0 | 110.0 | ± | 20% | 66.0 |
| | Max. | 82.0 | 13.7 | 13.7 | 110.4 | 27.4 | 137.8 | 33.0 | ± | 24% | 171.0 |
| Población de 10 000 a 20 000 HAB. | Min. | 41.1 | 13.7 | 13.7 | 55.0 | 13.7 | 69.0 | 13.7 | ± | 20% | 82.0 |
| | Max. | 110.0 | 27.4 | 27.4 | 55.0 | 167.0 | 41.1 | ± | 25% | 205.0 | |
| Población de 20 000 a 100 000 HAB. | Min. | 41.1 | 13.7 | 13.7 | 82.0 | 13.7 | 96.0 | 19.2 | ± | 20% | 115.0 |
| | Max. | 110.0 | 27.4 | 27.4 | 137.0 | 55.0 | 192.0 | 45.0 | ± | 24% | 240.0 |
| Ciudad de Paris. 3.5 x 10 ⁶ HAB. | | 170 | 19.2 | 19.2 | 205.0 | 113.0 | 320.0 | 148.0 | ± | 46% | 469.0 |
| Alrededores de Paris 4.5 x 10 ⁶ HAB. | | 115.0 | 66.0 | 181.10 | 19.2 | 200.0 | 52.0 | ± | 26% | 252.0 | |
| Ciudad de Lyon .5 x 10 ⁶ HAB. | | 82.0 | 22.0 | 98.0 | 202.0 | 88.0 | 290.00 | 110.0 | ± | 38% | 400.00 |
| Alrededores de Lyon .4 x 10 ⁶ HAB. | | 113.0 | 22.0 | 27.4 | 162.0 | 27.4 | 189.00 | 55 | ± | 29% | 244.00 |
| Ciudad y Puerto de Marsella 0.86 x 10 ⁶ HAB. | | 220.0 | 60.0 | 280.0 | 131.0 | 411.0 | 640.0 | ± | 156% | 1 051.0 | |

Las cantidades están indicadas en litros/hab/día.

Dependiendo del tipo de vida de la localidad, en algunos casos se suman todos los consumos y en otros sólo el doméstico, municipal y las pérdidas.

Es necesario aclarar que la mayor parte de las localidades se localizan a inmediaciones de cursos de agua superficial, por lo que en las de tipo rural por lo general sus consumos solo los utilizan para uso doméstico (Considerando que para el tipo de clima Francés un hombre utiliza tres litros de agua al día sólo para su alimentación) y se puede estimar que las normas para una población rural sean de 100 l/h/día.

Los porcentajes de pérdidas en los sistemas dependen del estado de conservación y mantenimiento de los mismos, siendo por lo general éstas de 20 a 30%.

Formó: Ing. Filiberto Castro Madrival.

Richard Hazen, Ingeniero Consultor de "Hazen and Sawyer Engineers", en un trabajo preparado para el SEMINARIO SOBRE DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA, efectuado en la ciudad de Buenos Aires, Argentina en 1962 dice:

... " Las estadísticas respecto al consumo de Agua en América Latina - muestran un consumo de agua per cápita comprendido entre casi 0 y 400 lt/día.- El alcance de las necesidades reales es considerable, pero la discrepancia de las cifras se debe en parte a estadísticas no comparables ó indirectas. En Río de Janeiro, la cifra de 458 lt/hab/día, notificada en 1959, sin duda incluía - cantidades considerables de agua para uso industrial y comercial y puede que no haya sido corregida en cuanto al agua obtenida por empleados y otras personas - por medio de servicios medidos de sus patrones ó vecinos".... ... " Excepto - en comunidades donde el consumo industrial ó comercial es excepcionalmente grande, es difícil justificar un consumo por encima de 300 lt diarios por persona, aún en áreas donde se hallen los más modernos edificios de apartamentos y - - casas"...

Ahora bien, en la práctica se presentan 2 casos para los que se debe fijar la - dotación:

El primero para casos de "Proyectos de ampliación" de obras de abastecimiento.

El segundo para proyectos nuevos íntegramente, es decir, para localidades que no tienen servicio.

En nuestro medio es común para el primer caso investigar el consumo que se tiene hasta antes de la ampliación y en función del número de habitantes servidos, determinar la dotación actual. Tomando como base ésta, las deficiencias que se tengan en la distribución y los factores que puedan afectarla, se determina la dotación para el proyecto de ampliación, y como consecuencia la rehabilitación de los sistemas.

Finalmente, usando los valores que se recomiendan en las "NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE APROVISIONAMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOCALIDADES URBANAS EN LA REPUBLICA MEXICANA" de la Dirección General de Agua Potable y Alcantarillados de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, en términos generales se considera que la dotación de Agua Potable deberá estar formada por los consumos parciales siguientes:

- 1) Domésticos
- 2) Comercial
- 3) Industrial
- 4) Públicos

Siendo la suma de estos conceptos lo que nos define estrictamente los verdaderos consumos, a los que se les puede aplicar de 30 a 40% (variable según el caso) por pérdidas y fugas quedando constituida la dotación que llamaremos "Dotación Normal" y que será la mínima que deberá darse a una población.

Servicio por hidrante público: En las poblaciones donde algunos sectores sean servidos por hidrantes de toma pública se considera para estos una dotación de 50 a 75 lt/hab/día ya que se puede comprender fácilmente que el consumo doméstico prácticamente es el único que se requiera satisfacer.

Variaciones de consumo: Un abastecimiento de Agua Potable tiene su debida eficacia cuando provee a la población de las cantidades máximas de agua que necesita. Al hacer el proyecto deberán tomarse en cuenta no sólo el consumo diario, sino las máximas de consumo, conviniendo conocer las variaciones diarias y horarias.

Variación diaria: Es la que se toma en consideración en todo proyecto para fijar la capacidad de la fuente de abastecimiento y siempre se toma la máxima observada durante los períodos de mayor consumo en las distintas épocas del año. El porcentaje de esta variación diaria varía considerablemente de una zona a otra pudiendo tomarse los siguientes valores:

- 1.2 Para lugares de clima uniforme
- 1.3 Para lugares de clima variable y actividades más ó menos uniformes de sus habitantes.

1.5 a 1.8 Para lugares de clima extremoso y seco con variación de costumbres de sus habitantes.

Variación horaria: Es la que se toma en cuenta como base para proyectar la Red de Distribución. En la práctica se ha visto que en las horas en que la actividad de los habitantes es mayor (de 7 a 17 hs.) se llega a tener un consumo de 1.5 a 2.0 del consumo máximo diario.

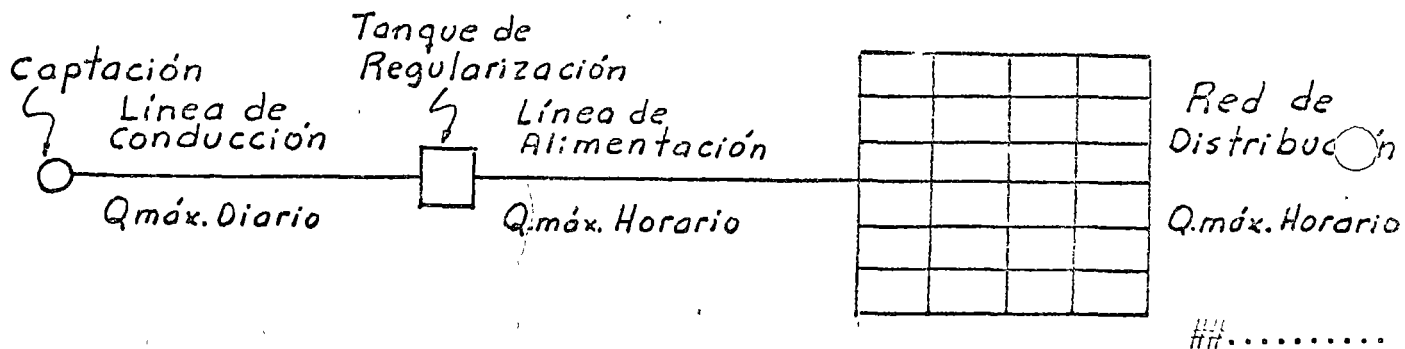
Para fijar estos coeficientes de variación diaria y horaria se procede en forma similar a como se hace para determinación de la dotación, es decir para sistemas de Agua Potable establecido que requieran de una ampliación se deberán hacer observaciones directas de la localidad y para el caso de localidades sin servicio se puede recurrir a la observación y comparación con localidades de costumbres y características similares.

Los coeficientes más comunmente usados son:

1.2 para el de variación diaria y 1.5 para el de variación horaria.

Las razones son las limitaciones en los caudales disponibles de las fuentes de abastecimiento y la poca amplitud en la economía de un gran parte de las poblaciones del país.

Gastos requeridos: Para tener idea de los gastos con los que debe proyectarse un abastecimiento de Agua Potable, mostraremos el siguiente diagrama:



Partiendo de la base que, se deben satisfacer las demandas máximas diarias - y horarias se tiene lo siguiente:

De la captación se requiere obtener el gasto máximo diario.

Este gasto máximo diario se transporta íntegramente por medio de la conducción hasta un depósito que puede ser el tanque de regularización, por lo tanto también deberá proyectarse para el $Q_{\text{máx.}} \text{ diar.}$

Si las llegadas al tanque son constantes ($Q_{\text{máx.}} \text{ diar.}$) y las salidas son variables (los consumos en la red no son constantes durante todo el día), tendrá como función equilibrar las llegadas constantes con las salidas variables, regularizan do los volúmenes no consumidos en las horas de menor demanda. Por lo tanto - - el tanque deberá proyectarse para el $Q \text{ máx. diar.}$

Por último si la red requiere del gasto máximo horario deberá proyectarse ésta y la línea de alimentación con dicho gasto.

Cálculo de gastos: Finalmente deberán considerarse los valores de los gastos - - para el cálculo de las partes integrantes del proyecto. Para esto se pueden usar las expresiones convencionalmente establecidas.

$$Q \text{ medio anual} = \frac{P.P. \times \text{Dot}}{86400} = \text{lt/seg.} \quad P.P. = \text{Población Proyecto en miles.}$$

$$Q_{\text{máx.}} \text{ diar.} = Q.m.a. \times \text{Coef. var. diar.}$$

$$Q_{\text{máx.}} \text{ hor.} = Q_{\text{máx.}} \text{ diar.} \times \text{Coef. var. hor.}$$

CANTIDAD DE AGUA NECESARIA EN DETERMINADAS INDUSTRIAS POR UNIDAD DE PRODUCTO

| Industria, producto y país | Unidad de producto (tonelada, excepto en los casos en que se indique- otra cosa) | Agua necesaria por unidad (litros) |
|-----------------------------------|---|--|
| Alimentos: | | |
| Pan y pasteles, Bélgica | Pasteles | 1,000 ^b |
| Pan, Estados Unidos | | 2,100 ^c a 4,200 ^c |
| Alimentos enlatados: | | |
| Bélgica: | | |
| Pescado enlatado | Pescado enlatado | 400 |
| Pescado en conserva | Pescado en conserva | 1,500 |
| Frutas | Fruta en crudo | 15,000 |
| Legumbres | Legumbres en crudo | 8,000 a 30,000 |
| Suecia: | | |
| Legumbres enlatadas | Legumbres enlatadas | 10,000 |
| Estados Unidos: | | |
| Albaricoques | | 21,200 |
| Espárragos | | 20,500 |
| Judías verdes | | 9,300 |
| Habas | | 69,800 |
| Remolacha, maíz y guisantes . | | 7,000 |
| Jugo de toronja | | 2,800 |
| Toronja en gajos | | 15,000 |
| Duraznos y peras | | 18,100 |
| Habichuelas con carne de cerdo | | 9,300 |
| Calabaza y calabacín | | 7,000 |
| Col fermentada | | 950 |
| Espinacas | | 49,400 |
| Maíz tierno con habas | | 34,800 |
| Productos de tomate | | 20,500 |
| Tomates enteros | | 2,500 |
| Chocolate (bombones), Bélgica ... | | 15,000 a 17,000 |
| Gelatina (comestible), Estados U. | | 55,100 a 83,500 ^c |
| Maíz(molido tierno)Estados Unidos | Litro de maíz | 15,0 a 25,5 ^c |
| Jarabe de maíz, Estados Unidos | Litro de maíz | 3,8 a 4,3 |

CANTIDAD DE AGUA NECESARIA EN DETERMINADAS INDUSTRIAS POR UNIDAD DE PRODUCCION

| Industria, producto y país | Unidad de producto (tonelada, excepto en los casos en que se indique- otra cosa) | Agua necesaria por unidad (litros) |
|-----------------------------------|---|--|
| Carne: | | |
| Carne congelada, Nueva Zelanda . | Unidad de cordero | 455 a 1,365 |
| Carne refrigerada, Estados Unid.. | Tonelada de peso en vivo | 17,200 |
| Productos de carne, Bpelgica | Carne preparada | 200 |
| Fábrica de salchichas, Finlandia | | 20,000 a 35,000 |
| Mataderos, Finlandia..... | Tonelada de peso en vivo | 4,000 a 9,000 |
| Leche y productos lácteos: | | |
| Mantequilla: | | |
| Nueva Zelanda | | 9,100 a 13,700 |
| Estados Unidos | | 20,900 |
| Queso: | | |
| Nueva Zelanda | Litro de leche | 1,0 a 1,5 |
| Estados Unidos | | 16,700 |
| Leche: | | |
| Bélgica | 1,000 lts de leche maneja dos | 7,000 |
| Finlandia | | 2,000 a 5,000 |
| Succia | Leche manejada | 2,000 a 4,000 |
| Leche en polvo: | | |
| Unión Sudafricana | | 200,000 |
| Destilación de melazas: | | |
| Bélgica | Hectolitro de material en- bruto | 1,000 a 12,000 |
| Estados Unidos | Hectolitro de graduación - 100 | 8,40 |
| Accite (comestible), E. Unidos .. | Litro | 22 |
| Harina de patata, Finlandia | Patatas | 10,000 a 20,000 |
| Azúcar: | | |
| Finlandia | Remolacha azucarera | 10,000 a 20,000 |
| Succia | | 4,000 |
| Unión Sudafricana | | 40,000 |

| Industria, producto y país | Unidad de producto (tonelada, excepto en los casos en que se indique- otra cosa) | Agua necesaria por unidad (litros) |
|--|---|--|
| Estados Unidos | Remolacha azucarera | 9,000 |
| Estados Unidos | Caña de azúcar | 4,200 |
| Bebidas: | | |
| Cerveza y limonada, Bélgica ... | Kilolitro | 7,000 a 20,000 |
| Cerveza: | | |
| Finlandia | Kilolitro de cerveza | 10,000 a 20,000 |
| Estados Unidos | Kilolitro | 15,200 |
| Whiskey, Estados Unidos | Litro | 80 |
| Pulpa y papel: | | |
| Pulpa de madera molida: | | |
| Finlandia | Pulpa de madera | 30,000 a 40,000 |
| Estados Unidos | Pulpa seca | 16,700 a 209,000 ^h |
| Pulpa para papel Kraft, Estados Unidos | Pulpa seca | 388,000 |
| Pulpa a la soda, Estados Unidos . | Pulpa seca | 355,000 |
| Pulpa al sulfato: | | |
| Finlandia | Pulpa blanqueada | 450,000 a 500,000 |
| Finlandia | Pulpa sin blanquear | 250,000 a 300,000 |
| Estados Unidos | Pulpa seca | 292,000 a 555,000 ^h |
| Pulpa al sulfato y al sulfito Suecia | | |
| Pulpa de madera: | | |
| Suecia | Pulpa seca | 20,000 |
| Unión Sudafricana | | 150,000 |
| Papel secante, Suecia | | 350,000 a 400,000 |
| Papel Kraft, papel de imprenta y papel fino, Finlandia | | 375,000 |
| Papel fino Suecia | | 900,000 a 1'000,000 |
| Papel para periódico, Suecia | | 200,000 |
| Papel para embalaje y cajas, Suecia | | 125,000 |
| Papel, Estados Unidos | | 163,000 |
| Papel de imprenta, Finlandia | | 200,000 |
| Papel de imprimir, Suecia | | 500,000 |

| Industria, producto y país | Unidad de producto (tonelada, excepto en los casos en que se indique otra cosa) | Agua necesaria por unidad (litros) |
|---|--|--|
| Cartón, Finlandia..... | | 125,000 |
| Cartón Estados Unidos | | 62,600 a 376,000 ^h |
| Papel y cartón, Bélgica | | 180,000 ⁱ |
| Cartón de paja, Estados Unidos ... | | 109,000 |
| Tabiques de madera prensa, Finlan- dia..... | | 125,000 |
| Petróleo: | | |
| Gasolina de aviación, Estados Unid. | Litro | 25 |
| Gasolina Estados Unidos | litro | 7 a 10 |
| Casolina de polimerización, Esta- dos Unidos | Litro | 34 |
| Kerosen, Bélgica | | 40,000 ^j |
| Casolina sintética, Estados Uni- dos | Litro | 377 |
| Yacimientos petrolíferos, Estados Unidos | Litro de petróleo crudo | 4 |
| Refinería de petróleo: | | |
| Suecia | Tonelada de petróleo crudo | 10,000 |
| Estados Unidos | Litro de petróleo crudo | 18 |
| Combustibles sintéticos:..... | | |
| Del carbón: | | |
| Unión Sudafricana | | 50,100 ^k |
| Estados Unidos | Kilolitro | 265,500 |
| Del gas natural, Estados Unidos . | Kilolitro | 88,900 |
| Del esquisto, Estados Unidos | Kilolitro | 20,800 |
| Productos químicos: | | |
| Acido acético, Estados Unidos ... | Ha | 417,000 a 1'000,000 |
| Alcohol de 100° Estados Unidos .. | Litro | 138 ^l |
| Alcohol de 190° Estados Unidos .. | Litro | 52 a 100 |
| Alúmina (procedimiento Bayer) Es- tados Unidos | | 26,300 |
| Amoníaco sintético, Estados Uni- dos | NH ₃ líquido | 129,000 |
| Nitrato de amonio, Bélgica | | 52,000 |
| Sulfato de amonio, Estados Unidos | Sales | 835,000 |

| Industria, producto y país | Unidad de producto (tonelada, excepto en los casos en que se indique- otra cosa) | Agua necesaria por unidad (litro) |
|--|---|---|
| Carburo de calcio, Estados Unidos | | 125,000 |
| Metafosfato de calcio, Estados Unidos | | |
| Bióxido de carbono, Estados Unidos | Ca (PO ₃) ₂ | 16,700 |
| Soda caústica, Estados Unidos . | | 33,500 / |
| Nitrato de celulosa, Estados Unidos | NaOH (sol. al 11%) | 75,100 a 27,600 |
| Productos químicos derivados — del carbón vegetal y de la madera | | 41,700 |
| Glicerina, Estados Unidos | CaAc en bruto | 271,000 |
| Pólvora, Estados Unidos | | 4,600 |
| Acido clorhídrico (elaboración de la sal), Estados Unidos | | 401,000 a 355,000 |
| Acido clorhídrico (procedimiento sintético) Estados Unidos .. | 20 Be HCl | 12,100 |
| Hidrógeno, Estados Unidos | Tonelada de 20 Be HCl | 2,000 a 4,200 |
| Lactosa, Estados Unidos | Tonelada de H ₂ | 2'750,000 |
| Carbonato de magnesio, básico, - Estados Unidos. | | 835,000 a 918,000 |
| Oxígeno, Estados Unidos | MgCO ₃ básico | 18,000 |
| Cloruro de potasio (silvinita)- Estados Unidos | MgCO ₃ | 163,000 |
| Pólvora sin humo, Estados Unidos | m3 de O ₂ | 243 |
| Jabón Bélgica | KCl | 167,000 a 209,000 |
| Jabón (de lavar), Estados Unidos | | 209,000 |
| Cenizas de soda (procedimiento de elaboración de la soda con amoníaco), 50% Estados Unidos . | | 37,000 ^m |
| Clorato de sodio, Estados Unidos | | 960 a 2,100 |
| Silicato de sodio, Estados Unid. | | 62,600 a 75,100 |
| Estearina, jabón y productos de lavar, Suecia | Silicato de sodio 40 Be | 250,000 |
| Acido sulfúrico, Bálegica | Grasa | 670 |
| Acido sulfúrico (procedimiento de elaboración en cámara) Estados Unidos | | 70,000 a 200,000 |
| Acido sulfúrico (procedimiento de elaboración por contacto) Estados Unidos | H ₂ SO ₄ al 100% | 20,000 a 25,000 |
| | | |
| | H ₂ SO ₄ al 100% | 10,400 |
| | | |
| | H ₂ SO ₄ al 100% | 2,700 a 20,300 ^h |

| Industria, producto, país | Unidad de producto (tonelada, excepto en los casos en que se indique otra cosa) | Agua necesaria por unidad (litro) |
|--|--|---|
| Productos textiles: | | |
| Maceración, peinado, desengrase y blanqueo: | | |
| Maceración del lino, Bélgica. | | 30,000 a 40,000 |
| Peinado del lino Suecia | | 30,000 a 40,000 |
| Desengrase de la lana, Bélgica | | 240,000 a 250,000 |
| Lavado de la lana, Suecia | | 10,000 |
| Desengrase y blanqueo de los tejidos de lana, Estados Unidos | | 167,000 |
| Blanqueo de tejidos, Bélgica. | | 180,000 |
| Blanqueo de algodón, Estados Unidos | | 250,000 a 234,000 |
| Teñido: | | |
| Tejidos, Bélgica | | 200,000 |
| Algodón, Estados Unidos | | 33,400 a 66,800 |
| Procedimiento del naftol, Estados Unidos | | 40,000 |
| Negro de anilina, Estados Unidos | | 130,200 |
| Acabado: | | |
| Acabado de los tejidos, húmedo - Bélgica | | 100,000 a 150,000 |
| Teñido, tejido y acabado: | | |
| Rayón, Estados Unidos | 1,000 metros | 62,200 |
| Estampado, Estados Unidos | | 37,600 |
| Fábricas: | | |
| Algodón: | | |
| Finlandia | Productos de algodón | 50,000 a 150,000 |
| Suecia | | 10,000 a 250,000 |
| Lana: | | |
| Finlandia | Tela ó hilado | 150,000 a 350,000 |
| Suecia | Lana | 400,000 |
| Fibras sintéticas: | | |
| Seda artificial, Suecia | | 2,000,000 |
| Rayón, Bélgica | | 2'000,000 " |
| Finlandia | Rayón ó seda artificial | 1'000,000 a 2'000,000 |
| Rayón cuproarmónico (11% de humedad), Estados Unidos | Hilado | 375,000 a 667,000 ° |

| Industria, producto, país | Unidad de producto (tonelada, excepto en los casos en que se indique- otra cosa) | Agua necesaria por unidad (litros) |
|--|---|--|
| Fibra de rayón, Bélgica | | 550,000 ° |
| Viscosa de rayón, Estados Unidos .. | Hilado | 835,000 |
| Productos de hierro y acero: | | |
| Bélgica: | | |
| Altos Hornos | Hierro | 58,800 a 73,000 P |
| Altos hornos | Hierro | 50,000 P |
| Acero acabado y semiacabado | Hierro | 61,000 P |
| Acero acabado y semiacabado | Hierro | 27,000 P |
| Suecia: | | |
| Fábricas de hierro y acero | Hierro | 10,000 a 30,000 |
| Unión Sudafricana: | | |
| Acero | | 12,500 |
| Estados Unidos: | | |
| Hierro en bruto | | 16,700 |
| Acero fabricado | | 175,000 |
| Acero en lingotes | | 75,100 |
| Acero laminado | | 334,000 |
| Tira continua laminada en frío. | | 25,000 |
| Tira continua laminada en frío, con gran contenido de carbono.. | | 159,000 |
| Chapas y rollos de acero | | 54,000 |
| Plancha de acero laminada en ca liente | | 62,600 |
| Productos y procesos diversos: | | |
| Aluminio, Estados Unidos | | 1 340,000 |
| Calderas de vapor, Estados Uni- dos | Caballos de fuerza por hora | 15 |
| Cemento Suecia | | 3,000 |
| Cemento Portland: | | |
| Finlandia | | 2,500 |
| Estados Unidos | | 3,100 |
| Cerámica y tejas, Bélgica | | 1,800 a 2,000 |
| Carbón Bélgica | Carbón extraído | 5,000 a 6,000 |
| Carbón, coque y subproductos del- coque, Estados Unidos | | 6,300 a 15,000 |
| Lavado del carbón, Estados Unidos | | 340 |
| Condensadores de superficie, Esta dos Unidos | Libra de vapor condensado | 9,1 a 27,3 |

| Industria, producto, país | Unidad de producto (tonelada, excepto en los casos en que se indique- otra cosa) | Agua necesaria por unidad (litro) |
|--|---|---|
| Extracción (y concentración) del <u>co</u> <u>bre</u> , Finlandia | Hena | 3,750 |
| Destilación de cereales: | | |
| Délgica | Hectolitro de grano tratado | 6,000 a 7,000 |
| Estados Unidos | " " " " | 6,450 |
| Destilación, Suecia | Kilolitro de alcohol de 100° | 15,000 a 100,000 |
| Energía termoeléctrica: | | |
| Suecia | Carbón | 200,000 a 400,000 |
| Unión Sudafricana | Kilovatio-hora | 5 ^h |
| Estados Unidos | Kilovatio-hora | 300 a 640 ^h |
| Explosivos: | | |
| Suecia | | 800,000 |
| Estados Unidos | | 835,000 |
| Fábricas de abonos, Finlandia | Nitro (25% de nitrógeno | 270,000 |
| Vidrio Délgica | | 68,000 |
| Extracción de oro, Unión Sudafricana | Mineral | 1,000 |
| Mineral de hierro (pardo) Estados- Unidos | | 4,200 |
| Lavanderías: | | |
| Finlandia | Artículos lavados | 20,000 |
| Suecia | " " | 30,000 a 50,000 |
| Cueros, Unión Sudafricana | | 50,000 |
| Fábricas de cuero, Finlandia | Tonelada de cueros | 50,000 a 125,000 |
| Curtido del cuero, Estados Unidos | Cuero vírgen | 67,000 |
| Con cromo | Cuero vírgen | 67,000 |
| Metales no ferrosos, en bruto y <u>se</u> <u>miacabados</u> , Délgica | | 80,000 |
| Lana de roca, Estados Unidos | | 16,700 a 20,900 |
| Caucho sintético, Estados Unidos: | | |
| Butadieno | | 83,500 a 2'750,000 |
| Buna S | | 125,000 a 2'630,000 |
| GR-S | | 117,000 a 2'800,000 |
| Almidón: | | |
| Délgica | Maíz | 13,000 a 18,000 |
| Suecia | Patatas | 10,000 |
| Piedra caliza y subproductos, Délgica | | 200 a 5,500 |
| Extracción de azufre, Estados Uni- dos | | 12,500 |

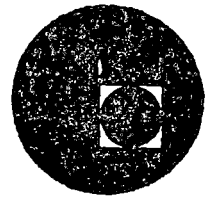
Fuente: Los datos de Bélgica, Finlandia, Nueva Zelanda, Suecia y la Unión Sudafricana han sido facilitados por los Gobiernos respectivos. Los datos de los Estados Unidos han sido tomados de varias fuentes por la American Water Works Association, la Oficina de Servicios Técnicos del Departamento de Comercio y Eskel Nordell en su libro Water Treatment for Industrial and other Uses (Nueva York, 1951)

- a) 0 unidad de material en bruto, cuando así se indica
- b) 550 para la confección de pasteles y 550 para otros usos
- c) La escala abarca varios productos y procesos
- d) Unidad de 159, 2 kilogramos
- e) Fábrica de azúcar moreno
- f) Refinería de azúcar
- g) 0 16,7 kilogramos de malta
- h) La escala abarca desde la recirculación el mayor número de veces posible hasta el uso único
- i) Para la fabricación. Para el enfriamiento se necesitan de 70,000 a 170,000 litros más
- j) 39,000 litros de esta agua se utilizan para el enfriamiento
- k) Con recirculación
- l) 120 litros de esta agua se utilizan para el enfriamiento
- m) 34,500 litros de esta agua se utilizan para el enfriamiento
- n) 1'500,000 litros de esta agua se utilizan para el enfriamiento
- o) 385,000 litros de esta agua se utilizan para el enfriamiento
- p) Sin recirculación del agua
- q) Con recirculación del agua
- r) Con una capacidad nominal del 100% de agua compensatoria para la caldera.
- s) Agua consumida solamente.

mgnv



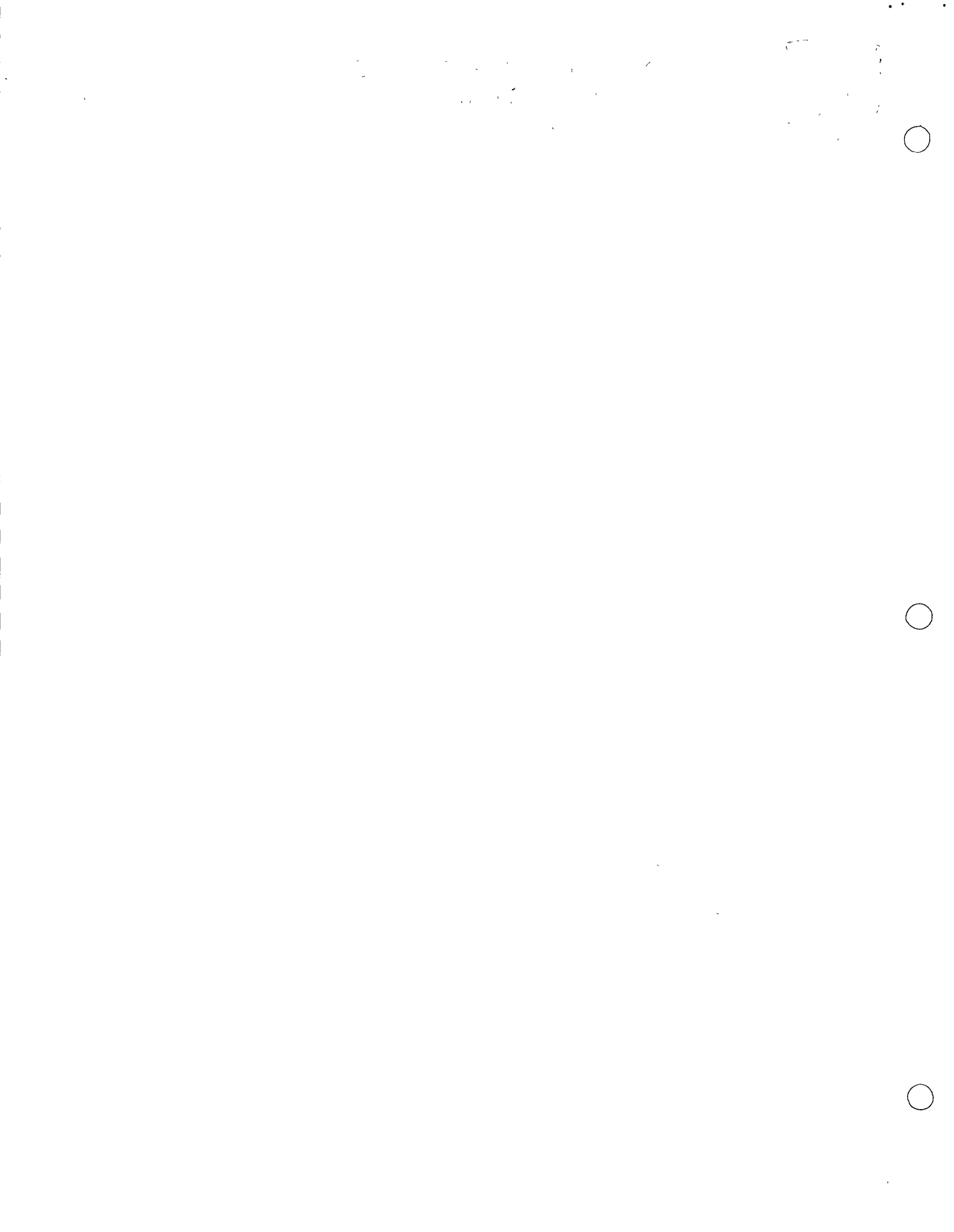
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE



ING, FILIBERTO CASTRO MADRIGAL



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE.

TEMA I

ESTUDIOS PRELIMINARES

IV.- PERIODO ECONOMICO DE DISEÑO.

1.- OBJETIVOS:

Fundamentalmente en dar servicio domiciliario eficiente y adecuado al menor costo posible lográndose esto con la ejecución de un proyecto óptimo y mediante la participación de los usuarios ya sea por cooperación de dinero en efectivo ó con mano de obra en la construcción de obras nuevas, mejoramiento y rehabilitación de las obras existentes en los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillados y además hacer uso apropiado del agua.

Todos los estudios para la realización de un proyecto deben efectuarse simultáneamente a fin de obtener una buena administración y un diseño adecuado de las instalaciones con la eliminación de las aguas ya usadas. Ya que evidentemente tener una idea muy aproximada del número de habitantes por abastecer con una dotación específica suficiente para un lapso de tiempo determinado, puede proporcionar un proyecto con características óptimas.

2.- DEFINICION:

Período Económico de Diseño: - Puede definirse como el tiempo durante el cual, servirán eficientemente las obras en base a la capacidad de tuberías y estructuras, y al capital invertido en su ejecución con sus intereses ó renditos, gastos de operación, conservación y administración. Durante ese tiempo puede ó no amortizarse el capital invertido.

3.- FACTORES TECNICOS Y SOCIOECONOMICOS POR CONSIDERAR:

En la elaboración de un proyecto definitivo es concluyente como ya se mencionó, que se conjuguen todos los factores que intervienen.

Dentro de los estudios técnicos tenemos:

- a) Estudios de Fuentes de Abastecimiento y de captaciones.
- b) Estudios topográficos y legales.
- c) Estudios geohidrológicos y de calidad del agua (físico químicos - bacteriológicos) y geológicos.
- d) Estudios de Potabilización y tratamiento.
- e) Estudios demográficos y de proyección de población, del uso del terreno y polígono limitante de expansión superficial, planeación del sistema.
- f) Estudio de dotaciones y consumos específicos más adecuados.
- g) Alternativas de anteproyectos para comparación y selección del más viable.

Relativo a los Estudios socio-económicos:

- a) Estudio de Operación y mantenimiento del sistema tanto actual como futuro, tomando en cuenta el número de usuarios por servir, caudales a conducir, consumos de energía, sueldos, indemnizaciones, materiales por utilizar.
- b) Situación contable del sistema, sistemas tarifarios y padrón de usuarios.
- c) Capacidad de pago de los usuarios actuales y probables futuros.

Estudio Financiero del proyecto realizado.

4.- CONSIDERACIONES GENERALES PARA SU DETERMINACION:

El número de habitantes por servir y otros datos, se utilizan como parámetros para aplicarlos en localidades que por sus características pueden ser comparables y en un momento dado se está en posibilidades de estimar necesidades futuras y costos probables de obras por ejecutar.

Ya que es de todos sabido que en la mayor parte de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillados se tienen que hacer obras de gran magnitud, es decir, obras de toma en presas, túneles, presas de derivación, plantas de potabilización ó tratamiento, estaciones de bombeo y de rebombeo, largos acueductos; almacenamientos ó tanques de regularización, líneas principales de alimentación y distribución en las redes correspondientes: además, grandes tuberías en los colectores y emisores etc., que representan un tiempo importante para su construcción y en muchos de los casos no son fácilmente susceptibles de admitir ampliaciones ya sea por las interrupciones al servicio ó limitaciones constructivas por topografía inadecuada, tránsito de vehículo etc.

Por lo que en las obras de abastecimiento de agua potable denominadas de cabeza, como captación, conducción, potabilización estaciones de bombeo, tanques de regularización y otras complementarias que son componentes principales, deben ser lo suficientemente amplias para satisfacer las necesidades de la comunidad durante un lapso razonable, tomando muy en cuenta que la fuente de abastecimiento sea bien seleccionada y que se disponga agua en cantidad suficiente y calidad adecuada para su consumo.

Verdaderamente resulta difícil seleccionar la capacidad inicial y de diseño definitivo de las obras de cabeza ya que pueden ser escasas ó muy sobradas, requiriéndose en cierto aspecto aparte de los conocimientos técnicos, una habilidad y sensibilidad, para interpretar las tendencias sociales y económicas aunadas a un juicio razonable para analizar las experiencias pasadas y cuantifi-

car las necesidades futuras.

Dentro de los factores precisos para estimar las necesidades de demanda de una comunidad estan:

- 1) Número de años para lo cual se satisfarán dichas necesidades, es decir, - el período económico de diseño para el cual todas las instalaciones, estructuras, componentes y equipos deben ser eficientes así como:

Clima: standard de vida

Amplitud del alcantarillado

Tipo de Actividad

- Mercantil
- Comercial
- Industrial
- Agropecuaria

Costo del agua que disfrutan

Disponibilidad de abastecimientos privados

Calidad del agua para sus diferentes usos.

- Comercial
- Doméstico
- Industrial

Presiones del sistema.

Sistema de medición

Administración del Sistema.

- 2) Población de proyecto considerada como determinante primordial cuantificándose por los diferentes métodos conocidos progresión geométrica, gráfico, de - comparación, etc.

Se estima como lo más racional, el estudio de la probable área por servir, - las densidades actuales por el uso del suelo y sus tendencias de crecimiento.

- 3) Dotación específica y media para el consumo doméstico, requerimientos -
Industriales, comerciales, etc.
- 4) El área que va a servirse ó limitación del proyecto para el período de -
diseño necesario para conocer las densidades y consumos de la población -
de los diferentes estratos sociales tales como comerciales, residenciales,
populares, industriales, etc., dando los consumos por área y como conse-
cuencia los desprendimientos ó concentraciones de aguas usadas.
- 5) Por último, para el caso de los alcantarillados, conocer el área servida-
y gastos de precipitación pluviométrica, escurrimientos e hidrología de -
diseño.

5.- CONCLUSIONES:

Dentro de las consideraciones generales en el País los valores que se han -
adoptado son los siguientes:

- a) Para localidades urbanas de 2 500 a 15 000 habitantes de proyecto, de -
6 a 10 años.
- b) Para localidades urbanas de más de 15000 habitantes de proyecto, de - -
10 a 15 años.

Algunos autores consideran que en localidades grandes de lento desarrollo - -
demográfico los períodos económicos deben ser de 20 a 25 años, dependiendo de la-
capacidad de pago de los usuarios; asimismo para localidades pequeñas de un gran -
crecimiento demográfico los períodos económicos deber ser cortos.

También en la selección de los períodos de diseño influyen:

Vida útil de las estructuras, tuberías, equipos, válvulas, accesorios, - -
etc., tomando en cuenta la antigüedad, el desgaste y su conservación.

Facilidad ó dificultad en hacer ampliaciones ó adiciones en las obras -
existentes ó planeadas.

Relación anticipada de un crecimiento demográfico inusitado ya sea por - -
cambios de desarrollo de la comunidad, cambios industriales, comerciales,-
agropecuarios, etc.

Tasas de interés vigentes de las instituciones financieras sobre los saldos
insolutos.

Observación del comportamiento de las obras durante sus primeros años, ya -
sea en la construcción ó puestas en marcha cuando no estarán sujetas a funcio-
nar a toda su capacidad.

En algunos casos puede no ser motivo de preocupación el cambio del poder - -
adquisitivo de la moneda en cuanto al período de retiro de la demanda, pero -
cuanto mayor sea la vida útil de las obras, mayor será la dificultad a efec-
tuar ampliaciones en un menor tiempo de crecimiento y menor tasa de interés, -
y para un mejor funcionamiento en una etapa media podrá proyectarse los dise-
ños más hacia el futuro dentro de las justificaciones económicas. Las tablas
anexas muestran la vida útil de las principales estructuras.

PERIODOS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS HIDRAULICAS Y DE
AGUAS RESIDUALES

| Tipo de estructura | Características especiales | Periodo de diseño - Años |
|--|---|------------------------------|
| Abastecimiento de aguas | | |
| Presas y grandes ductos | Difíciles y costosos de agrandar | 25 - 50 |
| Pozos, sistemas de distribución y plantas de filtración. | Fáciles de ampliar Cuando el crecimiento y las tasas de interés son bajas* | 20 - 25 |
| Tuberías principales mayores de 305 mm. (12") de diámetro. | Quando el crecimiento y las tasas de interés son altas * | 10 - 15 |
| | Reemplazar tuberías más pequeñas es más costoso a largo plazo. | 20 - 25 |
| Tuberías secundarias y tuberías de relleno de 305 mm. (12") de diámetro. | Los requerimientos pueden cambiar rápidamente en áreas limitadas | Para el desarrollo completo. |
| Alcantarillas principales, descargas e interceptores. | Difíciles y costosas de agrandar. | 40 - 50 |
| Obras de tratamiento | Quando el crecimiento y las tasas de interés son bajos.* | 20 - 25 |
| | Quando el crecimiento y las tasas de interés son altos * | 10 - 15 |

* La línea de división está alrededor de 9% anual.

| No. | ELEMENTOS | Periodo de explotación en años | Amortización anual en % del precio de ejecución. | Costos anuales de mantenimiento en % del nuevo valor. |
|-----|--|--------------------------------|--|---|
| 1 | Depósitos de decantación..... | 60 | 1 - 2 | 1 |
| 2 | Instalaciones de bombas para el desagüe.. | 15 - 20 | 5 - 10 | 1 - 2,5 |
| 3 | Tuberías de fibrocemento..... | 50 - 70 | 5 | 0,5 - 1 |
| 4 | Instalaciones de iluminación..... | 10 - 15 | 8 - 10 | 1 - 2 |
| 5 | Conducciones de hormigón en masa y armado (fijas)..... | 75 - 150 | 2 | 0,5 - 2 |
| 6 | Tuberías de hormigón en masa y armado.... | 75 - 100 | 2 | 0,5 - 1 |
| 7 | Calderas de vapor..... | 8 - 15 | 5-10(8) | 1 - 2 |
| 8 | Máquinas de vapor de cualquier especie... | 20 | 5-10(8) | 1 - 2 |
| 9 | Motores Diesel..... | 15 | 10 | 1 - 3 |
| 10 | Generadores y motores de corriente alterna | 25 | 8 | 1 - 1,5 |
| 11 | Ferrocarriles(empalme de vías,etc)..... | 30 - 50 | 2,5 | 1 - 2 |
| 12 | Mástiles metálicos..... | 25 | 6 | 1 |
| 13 | Líneas eléctricas..... | 15 | 8 | 2 - 4 |
| 14 | Instalaciones eléctricas de distribución.. | 20 | 8 | 1,5 - 2,5 |
| 15 | Acumuladores eléctricos..... | 10 | 8 | 8,5 - 10 |
| 16 | Electromotores..... | 20 - 25 | 8 | 1 - 2 |
| 17 | Instalaciones de desferrización..... | 12 - 20 | 6 - 8 | 1 - 3 |
| 18 | Instalaciones para corregir la dureza del agua..... | 15 - 25 | 4 - 8 | 1 - 3 |
| 19 | Canales de tierra y zanjas filtrantes..... | 30 - 40 | 1 - 2,5 | 1 - 3 |
| 20 | Instalaciones captación (para manantiales y aguas subterráneas..... | 60 | 2 - 5 | 1 - 3 |
| 21 | Instalación de filtración..... | 30 | 3,5 | 1 - 4 |
| 22 | Captaciones de agua fluvial..... | 50 | 2 - 5 | 3 - 5 |
| 23 | Edificios construídos con materiales de primera calidad..... | 50 - 80 | 1,5- 2 | 0,25-0,75 |
| 24 | Edificios construídos con materiales más ligeros..... | 25 - 40 | 2,5 -3 | 1-1,5 |
| 25 | Generadores y motores de corriente continua. | 20 | 8 | 1-1,5 |
| 26 | Carriles..... | 30 | 5 | 3 |
| 27 | Acequías en la hidráulica agrícola..... | 10 - 20 | 8 | 2-5 |
| 28 | Conducciones a propiedades..... | 50 - 70 | 5 | 2 - 5 |
| 29 | Fundaciones, muros de sostenimiento..... | 60 | 2 | 0,25-0,75 |
| 30 | Instalaciones para aumentar el caudal - subterráneo..... | 50 | 2 | 2 - 5 |
| 31 | Tuberías de fundición en el exterior de poblaciones..... | 60-100 | 3 | 0,25-1 |
| 32 | Tuberías de fundición en el interior de poblaciones..... | 60-80 | 3 | 0,5 - 1 |
| 33 | Depósitos elevados en el terreno..... | 50 - 70 | 1,75-3 | 0,5- 1 |
| 34 | Tuberías de madera..... | 25 - 35 | 4 | 0,5 - 1 |
| 35 | Hidrantes ó bocas de incendio..... | 30 - 40 | 3,5 | 1,2 |
| 36 | Redes de cables..... | 20 | 6 | 1 |
| 37 | Chimeneas de fábrica..... | 30 - 40 | 1,5 - 2 | 0,25-0,75 |
| 38 | Canales con revestimiento de hormigón..... | 50 - 70 | 1,25 | 1 - 3 |
| 39 | Instalaciones clarificadoras por desagües, sin accionamiento mecánico..... | 20 - 30 | 3 - 5 | 0,5 - 1 |

| No. | ELEMENTOS | Período de explotación en años n | Amortización anual en % del precio de ejecución. | Gastos anuales de mantenimiento - en % del nuevo valor. |
|-----|--|-------------------------------------|--|---|
| 40 | Instalaciones clarificadoras para desagües con accionamiento mecánico..... | 10-15 | 10 | 3 - 5 |
| 41 | Bombas de émbolo..... | 30 | 3 - 6 | 1 - 2 |
| 42 | Camiones | 5 | 25 | 5 - 10 |
| 43 | Grúas..... | 30 - 40 | 3-3,5 | 0,5-1 |
| 44 | Bombas centrífugas..... | 20 | 5 - 7 | 3 |
| 45 | Filtros lentos..... | 30 - 50 | 2-3,5 | 1 - 2 |
| 46 | Postes situados fuera del agua..... | 10 - 12 | 10 | 2,5 |
| 47 | Tuberías de ventilación..... | 50 - 80 | 3 | 1 |
| 48 | Piezas de hierro y metálicas en desagües. | 15 - 25 | 8 | 2 - 5 |
| 49 | Redes locales de desagüe | 50 - 100 | 2 | 0,25-1 |
| 50 | Captación de manantiales..... | 40 - 60 | 4 - 5 | 1 - 3 |
| 51 | Instalación de vigas por aspersión..... | 20 - 35 | 3 - 5 | 1 - 3 |
| 52 | Pozos tubulares..... | 10 - 15 | 5-10(8) | 1 - 2 |
| 53 | Equipos de la red..... | 20 - 40 | 5 | 2 - 10 |
| 54 | Pozos colectores..... | 60 | 1.25 | 1 - 3 |
| 55 | Pozos de fábrica..... | 30 - 60 | 2 - 5 | 1 - 3 |
| 56 | Llaves y válvulas..... | 40 - 50 | 4 | 1 - 3 |
| 57 | Filtros rápidos..... | 15 - 25 | 4-8(5) | 2 - 4 |
| 58 | Tuberías de acero en el exterior de poblaciones..... | 50 - 80 | 2 - 3 | 0,25-1 |
| 59 | Tuberías de acero en el interior de poblaciones..... | 50 - 70 | 2 - 3 | 0,5-1 |
| 60 | Tubos de gres..... | 75 - 100 | 2 | 0,5-1 |
| 61 | Galería ó minas..... | 75 - 150 | 1,25-2 | 0,5-3 |
| 62 | Embalses | 100 - 150 | 1,25-2 | 0,1-0,25 |
| 63 | Postes de madera de pino fuera del agua... | 5 | 25 | 2,5 |
| 64 | Postes de madera de pino en el agua (?)... | 15 | 10 | 2 |
| 65 | Bombas de turbina..... | 25 | 5 | 0,25-1,5 |
| 66 | Consolidación de márgenes..... | 10 - 30 | 10 | 0,5- 10 |
| 67 | Transformadores..... | 20 | 8 | 1-1,5 |
| 68 | Motores de combustión..... | 15 | 8 | 1 - 2 |
| 69 | Construcciones hidráulicas en acero y madera..... | 30 - 40 | 3,5 | 1-3,5 |
| 70 | Construcciones hidráulicas en piedra y hormigón..... | 50 - 100 | 2 | 0,5-2 |
| 71 | Norias..... | 15 - 25 | 7 | 1,5-2 |
| 72 | Instalaciones de depuración sin accionamiento mecánico..... | 30 - 40 | 3,5 | 1-3 |
| 73 | Instalaciones de depuración con accionamiento mecánico..... | 10 - 20 | 10 | 2-4 |
| 74 | Turbinas hidráulicas..... | 10 - 20 | 4 - 8 | 0,25-1,5 |
| 75 | Torres de aguas, de hormigón armado..... | 60 - 80 | 1,5-2 | 0,2-0,5 |
| 76 | Torres de aguas, metálicas..... | 40 - 50 | 5 - 7 | 1,5-2 |
| 77 | Bombas hidráulicas inclusive; materiales de limpieza y lubricación..... | 20 - 30 | 4-5,25 | 2-4 |
| 78 | Contadores de agua..... | 10 - 15 | 6 - 10 | 5-10 |
| 79 | Instalaciones de protección..... | 40 - 60 | 2,5 | 0,5-5 |



.

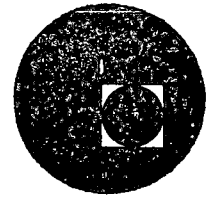


-





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



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE



**INTRODUCCION PARA ESTABLECER CRITERIOS GENERALES Y NORMAS BASICAS
PARA DISEÑO Y PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**

ING. FILIBERTO CASTRO MADRIGAL

Faint, illegible text at the top left of the page, possibly bleed-through from the reverse side.

Faint, illegible text at the top right of the page, possibly bleed-through from the reverse side.



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE
AGUA POTABLE.

T E M A I

I.- GENERALIDADES.

INTRODUCCION PARA ESTABLECER CRITERIOS GENERALES Y NORMAS BASICAS PARA
DISEÑO Y PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

INTRODUCCION.-

Asegurar la alimentación de Agua Potable en la era actual sea en las
ciudades urbanas ó comunidades rurales es uno de los primeros deberes de la sociedad.

Pues en la época en que vivimos y sobretodo en nuestro país debido al -
crecimiento demográfico tan alto, insistentemente se habla de la necesidad de buscar
vías más rápidas para encontrar y lograr los cambios de actitud, y aplicar las nuevas
técnicas y conceptos para alcanzar las metas de un mejor equilibrio en el desarrollo -
social y económico de las comunidades.

Esta tendencia despierta una gran inquietud que demuestra que sólo es
posible lograrse mediante cambios estructurales y profundas reformas en el aspecto ad-
ministrativo, en el técnico, económico y social, tanto en empresas privadas como - -
públicas en beneficio de las mayorías.

El desarrollo no requiere sólo la revisión de estructuras de sistemas -
de normas con el fin de promover el progreso, el bienestar y la evolución para que -
las empresas e instituciones se pongan a tono con la realidad actual, sino el rechazo
de las viejas vestiduras, tradiciones y costumbres obsoletas etc., que han afectado -
a la administración pública por décadas.

No hay duda que la evolución hacia el desarrollo y con la escasez de -
bienes económicos, no será posible sin la participación de los integrantes de la -
comunidad tanto del sector público y privado contribuyendo en la medida de su - - -

capacidad, rechazando el subsidio como fuente de recurso e instituyendo - el criterio de autosuficiencia, no nada más de lograr recursos económicos sino de contemplar la actitud humana del ejercicio de la iniciativa y oportunidad para todos los habitantes, erradicando la dependencia y paternalismo de toda la vida.

Por lo antedicho y dada la forma de distribución y complejidad que implican los sistemas sociales de producción y de intercambio, día a día se demandan búsquedas de instrumentos cada vez más económicos y técnicados que permitan alcanzar los propósitos de las instituciones responsables del manejo de los servicios de agua potable y alcantarillados; en proporcionar dichos - servicios en la mejor cantidad y calidad, al mayor número de habitantes con precios justos y razonables para su operación, conservación, mantenimiento y expansión.

1.- OBJETIVOS:

El objetivo fundamental es establecer un criterio definido a fin de proporcionar un servicio eficiente y autosuficiente del sector agua potable - y alcantarillados tanto en las comunidades urbanas como rurales eliminando la insalubridad y todo tipo de enfermedades originadas por aguas contaminadas. Tomando muy en cuenta la prioridad que representan las aguas para uso doméstico y lo limitado de la disponibilidad del recurso agua.

La importancia del agua potable se aprecia fácilmente en el llamado-fenómeno de Mills-Raincke que dice: " El mejoramiento en la calidad sanitaria de un abastecimiento de agua va acompañado de un mejoramiento de las estadísticas de morbilidad, y la reducción de las enfermedades transmitidas por medio - del agua, es paralela a la reducción de enfermedades transmitidas por el agua", esto es al darle calidad sanitaria al agua, prevenimos algunas enfermedades que pueden ser transmitidas por ella y cuya puerta de entrada de la infección es - la boca del Hombre, tales como tifoidea, desenterías, salmonelosis, etc., por - otro lado la adquisición de hábitos higiénicos como el lavado de las manos, -

baño, etc., contribuyen a la disminución de otras enfermedades, usándose el agua como vehículo mecánico de arrastre de contaminantes.

Además se debe proporcionar a los usuarios el servicio con las siguientes características:

- a).- La calidad del agua que debe ser como lo indican las normas, para garantizar la salud.
- b).- La cantidad debe ser suficiente a fin de proporcionar un mejoramiento económico y social, para lo cual se deben estudiar dotaciones que satisfagan los consumos doméstico, industrial, comercial y urbano acordes con las dotaciones propias de cada localidad, pero en todo caso el control del agua debe tender a que las fugas y desperdicios sean mínimos.
- c).- Debe ser continuo y de preferencia intradomiciliario, con presiones adecuadas para evitar desperdicios y peligros de contaminación. Cuando el servicio se proporciona por horas y las presiones no son suficientes, el usuario manipula y almacena el agua en recipientes que no ofrecen generalmente condiciones aceptables de higiene y en cantidades mayores que las que requiere, tirándola cuando se reanuda el servicio.
- d).- Debe cobrarse el precio justo para pagar gastos de amortización, operación, administración y mantenimiento. Requiriéndose naturalmente la instalación de medidores en todas las tomas para la recuperación del sistema.

2.- LIMITACIONES EN LAS FUENTES ACUIFERAS.

Como es de todos conocido con la explosión demográfica tan alta que tiene el país de aproximadamente un 3.5% anual, distribuidos en 9 5401 Localidades de menos de 2 500 habitantes y otra parte en 2 174 localidades de más de 2 500 habitantes,

así como los usos tan diversos que hay que emplear de las aguas dulces disponibles en la naturaleza, los recursos agua corresponden a las tres cuartas partes del volumen de la tierra se encuentran distribuidos así:

- 97.45 % a las aguas de los Océanos.
- 2.22 % a las aguas de los Casquetes Polares.
- 0.018% a las aguas de los lagos, subsuelo somero, lagos salados y ríos.
- 0.31 % Aguas dulces subterráneas profundas.

En lo referente a la República Mexicana, se estima que se dispone de - - 360 000 millones de metros cúbicos, de los cuales se utilizan 125 000 millones - que corresponden a 60% a uso de generación de energía, 36% a la Agricultura y un 4% para fines industriales y domésticos, por otra parte de esos 125 000 millones se agota el 30% y retorna a la naturaleza el 70% restante.

Por otra parte se tiene que el 15% de los recursos agua se encuentra sobre la cota 500 así como el 70% de la población del país y por consiguiente el 80% de la producción industrial .

Esto ha traído como consecuencia que, en la mayoría de las comunidades - localizadas arriba de esa cota, haya una sobre explotación de todas las fuentes de provisión locales habiendo necesidad de recurrir en muchos de los casos a fuentes de abastecimiento más lejanas dando pie a mayores costos del metro cúbico conducido, operado y distribuido por lo que es menester tener conciencia del uso y - tenencia del agua para su mejor aprovechamiento y porque nó, evitar su despilfarro, motivo por lo que se pretende establecer un mejor equilibrio en su utilización.

Por otra parte las fuentes se clasifican:

- a).- Aguas superficiales de: arroyos, ríos; lagos y mar.
 - b).- Aguas subterráneas, pozos, manantiales etc.
- Ambas tienen las mismas limitaciones que son:

calidad, cantidad y disponibilidad.

Para su selección se tienen que ponderar sus limitaciones.

Calidad.- El agua cuyas características físicas: Turbiedad, color, olor y temperatura. Químicas: Contenido de elementos químicos que le pueden comunicar dureza, toxicidad, alcalinidad, acidez, etc.

Bacteriológicas: Contenido de organismos y microorganismos de origen vegetal ó animal.

Cuando la calidad no satisface las normas que exige el Reglamento Federal sobre Obras de Provisión de Agua Potable, el agua se debe someter a procesos de potabilización.

Por lo que respecta a la disponibilidad se tienen que considerar los aspectos legales, políticos y económicos.

3.- NORMAS BASICAS.

3.- Las normas básicas para el diseño de obras de captación, bombeo, conducción, potabilización, regularización y distribución tienen la finalidad de lograr que el diseño cumpla con los objetivos de toda obra de ingeniería: Eficiencia y economía.

Previamente al proyecto de las nuevas obras se requiere la información y estudios de campo necesarios relativos a las obras existentes que son susceptibles de aprovechar y en cuanto al organismo operador se deben conocer su organización, estado contable y financiero.

Por lo que respecta a las normas de proyecto, en estas se fija el criterio fundamental para definir la magnitud y características principales de las distintas estructuras que conforman un sistema de abastecimiento de agua potable.

La S.R.H. a través de su Dirección General de Agua Potable y Alcantarillados ha editado las Normas de Proyecto para Obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana.

Dadas las limitaciones de las fuentes acuíferas es conveniente considerar los siguientes:

Estudios técnicos.

- A).- Estudio exhaustivo de las fuentes de abastecimiento locales y más cercanas.
- B).- Estudios geohidrológicos, de calidad de agua (físicos químicos bacteriológicos) y geológicos.
- C).- Estudios topográficos y legales.
- D).- Estudios de Potabilización y tratamiento.
- E).- Estudios demográficos y de proyección de población del uso del terreno, polígono limitante de expansión superficial, planeación del sistema.
- F).- Estudio de dotaciones y consumos específicos más adecuados.
- G).- Alternativas de anteproyectos para comparación y selección del más viable.
- H).- Estudio hodrométrico del sistema de distribución para determinación de pérdidas y estado de conservación.

SOCIO ECONOMICOS.

- A).- Estudio de financiamientos Nacionales y/ó Internacionales.
- B).- Estudio de la capacidad de pago de los usuarios actuales y probables futuros.

C).- Estudio contable del sistema, sistemas tarifarios y padrón de usuarios.

D).- Estudio de Operación y Mantenimiento del Sistema tarifario - actual y futuro, tomando en cuenta el número de usuarios - por servir, caudales por conducir, consumos de energía, - sueldos, indemnizaciones, materiales por utilizar.

En el servicio actual de agua potable se describirá detalladamente cada una de las obras de que está constituido, acompañando a esta información planos - de dichas obras pero sobre todo aquéllas que son susceptibles de aprovecharse e - indicando tácitamente cuales se deben substituir.

Se requiere además de lo anterior, una información complementaria para - la realización de los proyectos:

Censo de población.

Planos Catastrales ó de población.

Tarifas y su clasificación.

Existencia de corriente eléctrica.

Impuestos

Sueldos de trabajadores

Precios de materiales

Informes técnicos

Trabajos realizados

La ejecución de un proyecto debe estar de preferencia basado en un levantamiento topográfico terrestre y no en estudios fotogramétricos, y el diseño hidráulico basado en las normas de proyecto que para este fin elaboró la Dirección - General de Agua Potable y Alcantarillados.

Es de recomendarse que antes de efectuar el detalle del diseño hidráulico de un sistema, se elabore un plan maestro mediante el estudio y la evaluación de - las fuentes viables de ser utilizadas; este plan puede realizarse con - - -

bastante antelación al proyecto definitivo y que servirá de patrón.

4) LAS PLANTAS POTABILIZADORAS Y OTRAS ALTERNATIVAS.

" LA CALIDAD DEL AGUA DEBE CONSERVARSE EN LOS NIVELES APROPIADOS PARA LOS USOS PREVISTOS Y DEBE EN ESPECIAL SATISFACER LAS EXIGENCIAS DE LA SALUD PUBLICA " Tomando de la Carta Europea del Agua).

En el año de 1890 cuando sólo se recurría al uso del agua superficial para abastecer a grandes ciudades Europeas, era la época de los filtros lentos y para limpiarlos era necesario emplear un gran número de operarios, en la actualidad las nuevas técnicas y procedimientos de tratamiento que se emplean, hacen posible que el agua de los ríos se asemeje a la de manantiales de mejor calidad.

Sin embargo a pesar que a primera instancia se trata en todo abastecimiento de eludir el uso de plantas potabilizadoras, no siempre otras soluciones son las más convenientes, sobre todo cuando se tienen que hacer traslados largos y vencer desniveles topográficos fuertes. Además que no siempre habrá necesidad de aplicar métodos largos y costosos, dependiendo ésto de los resultados que se tengan en los análisis de laboratorio que se practiquen a las muestras de agua.

Es entonces conveniente que antes de adoptar una solución determinada para un abastecimiento, se tenga un panorama amplio acerca de las posibles alternativas que se puedan tener.

La elección de una fuente de abastecimiento se impone inmediatamente por las circunstancias locales; por ejemplo, una ciudad ó localidad próxima a la costa que no tiene en sus proximidades aguas superficiales ó subterráneas debe buscar la solución en el agua de mar ó proveer largas conducciones ó transportes costeros en barcos-cisterna.

La calidad de las aguas disponibles es uno de los factores principales para seleccionar la fuente de abastecimiento, trátase de aguas subterráneas ó superficiales.

El grado de potabilización está en función directa de las características físico-químicas y bacteriológicas del agua como:

Temperatura.

Contenido de materias en suspensión

El calor

El olor y sabor.

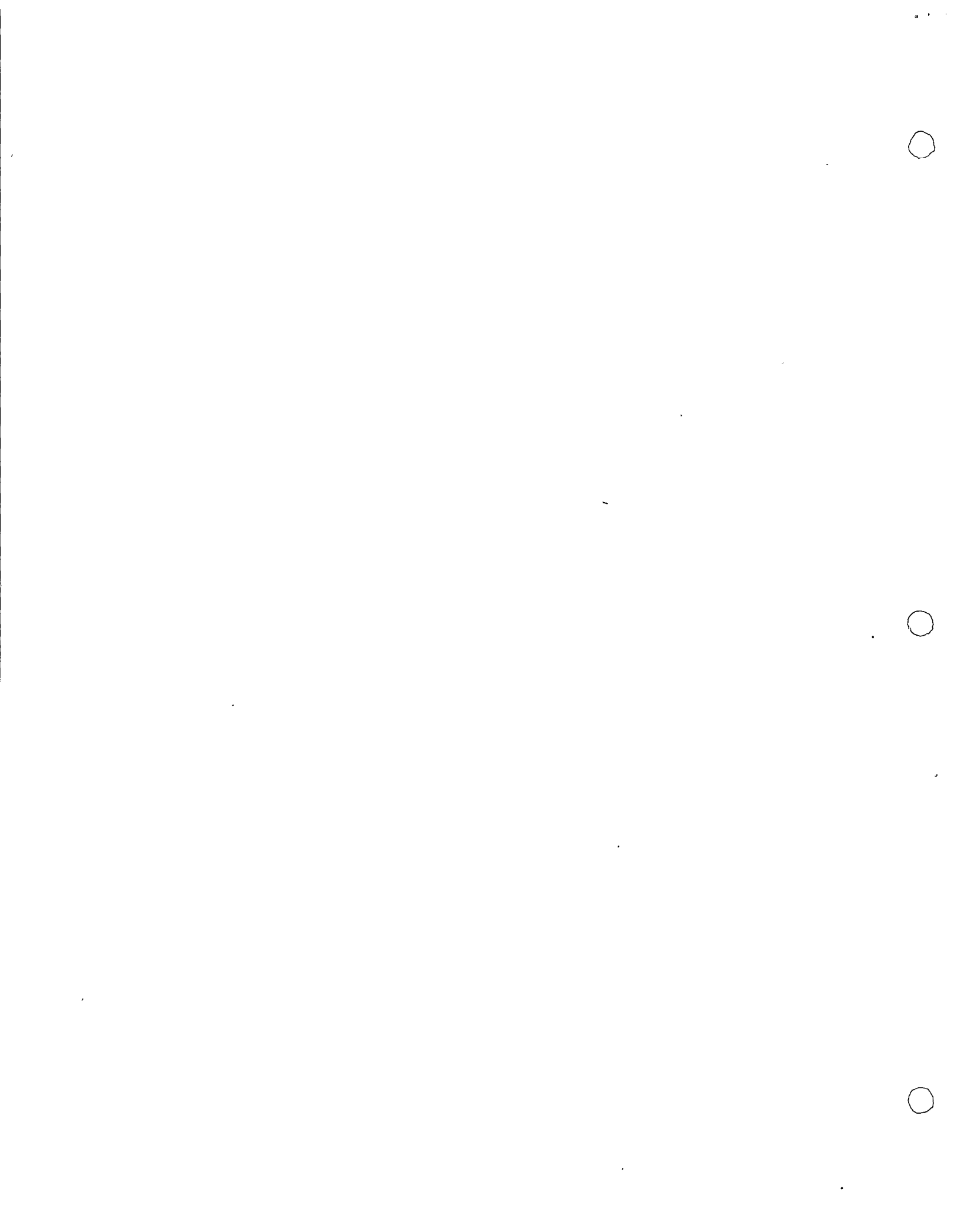
La mineralización.

Materias orgánicas.

El plancton.

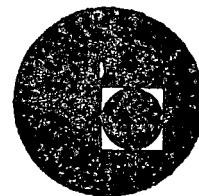
Debe estudiarse el costo por metro cúbico de agua tratada tomando en cuenta las inversiones iniciales, costos de amortización, mantenimiento y operación de la planta, los costos de la obra de cabeza y de la línea de conducción - que puede ser un factor determinante.

Conocidas las características físico-químicas y bacteriológicas del agua, así como su posible microcontaminación y después de compararlos con las normas oficiales de calidad del agua que se destina al consumo humano, se está en posibilidad de establecer el tipo de tratamiento.





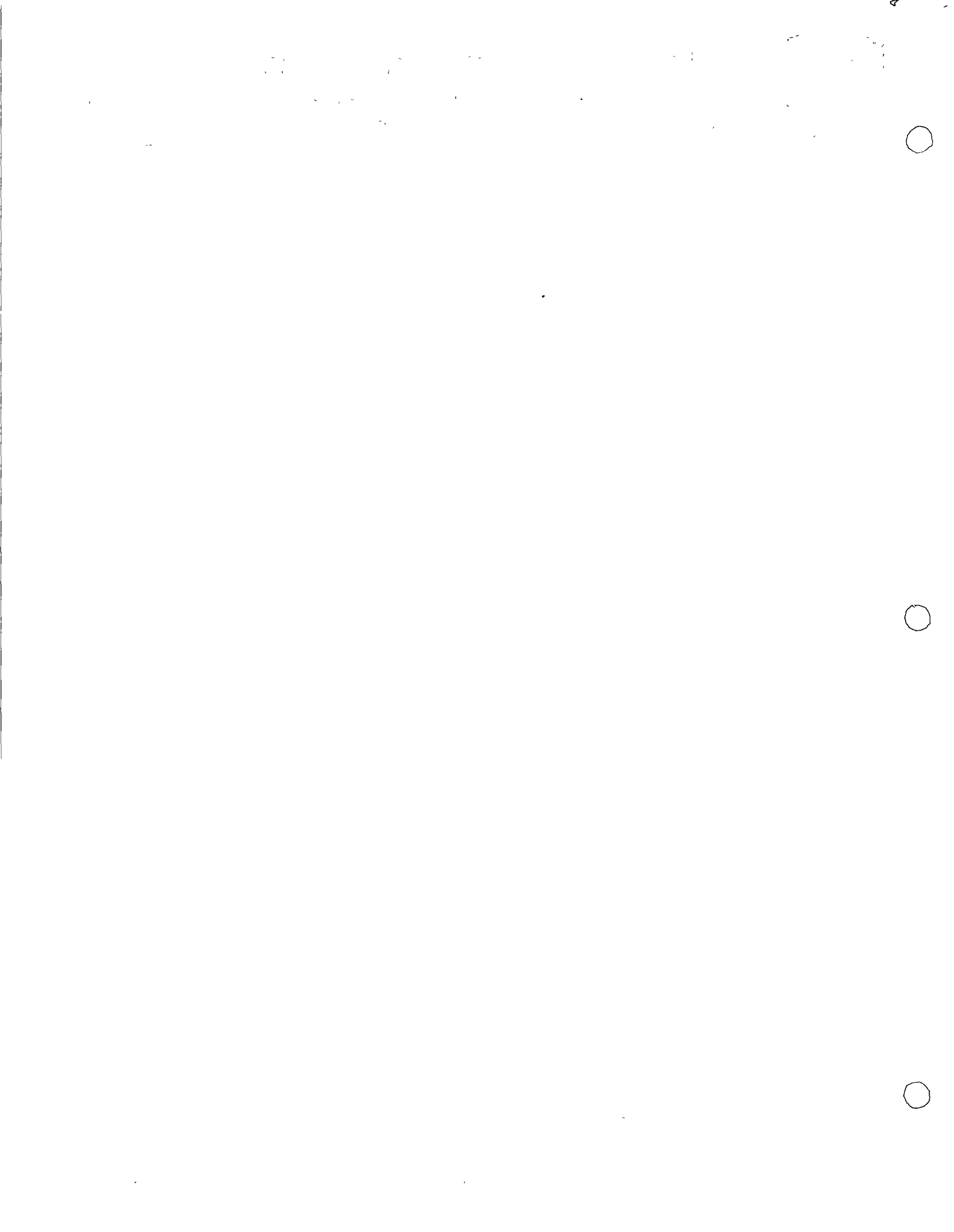
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA



ING. FILIBERTO CASTRO M.



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE.

TEMA II - ESTUDIO Y DETERMINACION DE LA POBLACION FUTURA.

La determinación de la población futura es uno de los datos básicos - más importantes en el diseño de un proyecto de abastecimiento de agua potable ya que las obras por realizar son función directa de los caudales que conducen y éstos a su vez de la población de proyecto que verdaderamente es un acierto- considerar la adecuada pues si bien ésta es escasa, en poco tiempo se llega - a rebasar ó si es muy amplia, el tiempo para que se puedan amortizar las obras para los caudales a conducir, sería muy grande y por ende sería antieconómico- tener grandes inversiones enterradas.

Por lo que es bien sabido que las poblaciones crecen por nacimientos, - - migración y anexión decrecen por muertes y migración.

Cada uno de los elementos mencionados tienen gran influencia por los fac- tores sociales, económicos y del medio ambiente que son inherentes a la localidad otros son de origen regional ó nacional ó mundial.

Los cambios más importantes en los índices de natalidad y mortalidad pueden ser:

- a) Adelantos en la medicina preventiva que han reducido los principales enferme- dades infecciosas en la población infantil (sarampión, viruela, tosferina, tifoí deas etc.)
- b) Adelantos en la alimentación y nutrición en la misma población así como en la adulta lo que ha propiciado la fertilidad y disminuido otro tipo de enfermedades características en poblaciones mal nutridas.
- c) Avances en la higiene materno infantil que ha reducido en ambas partes.
- d) Limitaciones a la inmigración mediante una economía nacional ó regional que si es ascendente propicia al crecimiento rápido y si es descendente el decreci- miento es muy notable.

En otras áreas y aún en el Territorio Nacional el decrecimiento se ve influenciado por guerras desastres y otros factores.

Por lo que si no fuese por lo antedicho y muy variables influencias, las poblaciones tendrían a seguir una curva de crecimiento en forma de S significando que el crecimiento inmediato corresponde a un índice creciente y el crecimiento lento ó tardío a un índice decreciente correspondiente a un valor de saturación. Por lo que respecta en nuestro país es muy conveniente dada la tasa de crecimiento tan alta tener dos consideraciones para obtener una curva de predicción de población lo más apegado que sea posible a la realidad y sobre todo para el diseño de obras hidráulicas y para desalojo de aguas usadas.

- 1.- Estimar una población para años próximos y pasados recientes a fin de ver el comportamiento histórico.
- 2.- Pronóstico de diseño de poblaciones para períodos de diseño más largo pero fundamentalmente dentro del período económico del proyecto.

Los datos e información que se requiere como parte fundamental para apoyar una predicción de población son:

- 1.- Levantamiento predial y catastral de la localidad que permite el conocer el grado de saturación de los diferentes asentamientos tales como zona comercial, popular, residencial, industrial etc., puede ser en habitantes por hectárea habitantes por predio, tamaño de predio y otros indicadores generales de crecimiento.
- 2.- Conocer detalladamente la tendencia de crecimiento y las áreas de nuevos asentamientos con objeto de preparar las instalaciones correspondientes.
- 3.- La investigación de la siguiente información:
 - a) Fondo legal a fin de que el límite del polígono de proyecto no lo rebase por los problemas de tipo legal y político que se puedan presentar.
 - b) Censos Municipales ya que estos en muchos de los casos son diferentes a los li-

bros de censos lo que acarrea una mala visualización de las necesidades.

Nacionales ú Oficiales que se obtienen a través de la Dirección General de Estadística de la Secretaría de Industria y Comercio y deben ser los que normen y rijan la curva de predicción de población futura.

c) Padrón de usuarios que es conveniente conocer si cuenta la localidad con servicio de agua potable a fin de ver cual es la población servida cuales son sus consumos y en donde son mayores; y por consiguiente las posibles tomas domiciliarias que se requieran, así mismo si la localidad cuenta con energía eléctrica también el padrón de usuarios de suma utilidad para saber en comparación con la población servida con agua potable cual es la faltante y otras de suma utilidad.

En el caso de hoteles y centros de diversión nos permite conocer la población flotante que en el caso de Acapulco, Cancún, Zihuatanejo Puerto Vallarta etc., son de gran influencia no sólo en la región y también para el País.

d) La investigación directa de nacimientos y defunciones en la localidad permite establecer un criterio y el porque presenta el crecimiento anual que se manifiesta.

e) La capacidad de pago de la población también es de un gran significado ya que si carece de crédito suficiente para contraer un compromiso de financiamiento, limita ésto realizar grandes obras para una población de proyecto a un plazo largo por en estos casos es más conveniente establecer dentro de un marco del proyecto integral etapas de construcción respectivamente.

4.- Los siguientes métodos de predicción de población futura son indicadores que nos permite formar un juicio para la toma de decisiones con relación a la población de proyecto dentro de un período de tiempo considerado.

EXPLICACION DE LOS METODOSA) METODO ARITMETICO.

Este método supone que el incremento de población es constante anualmente, y consiste en obtener el promedio anual en años anteriores y aplicarlo al futuro.

$$I = \frac{P_a - P_c}{n}$$

$$P_f = P_a + IN \quad (\text{fórmula de progresión aritmética})$$

P_f = población futura.

P_a = población actual (la del último censo)

P_c = población del primer censo.

n = años transcurridos entre el primer censo y el último.

N = números de años para los que se va a calcular la población, contados a partir del último censo.

I = Crecimiento anual promedio.

) Véase el ejemplo respectivo).

B) METODO DE INCREMENTO DE INCREMENTOS.

En este método se calcula, en base a los datos censales, el incremento decenal promedio y el incremento de incrementos decenal promedio. Ambos promedios se aplican al período siguiente inmediato al último censo (para nuestro ejemplo: $73896.75 + 50114.33 = 124'011$) y ése será el incremento decenal correspondiente (ó sea para 1980). A ese incremento se le agrega el incremento de incrementos promedio y se tendrá el incremento para la siguiente década (ó sea para 1990 - incremento: 174,125) Así se podría continuar para los períodos decenales siguientes.

(Véase el ejemplo correspondiente).

b2) METODO GEOMETRICO POR PORCENTAJES.

Se calculan los porcentos decenales de incremento y se determina el porcentaje anual promedio.

$$\% \text{ anual promedio : } \% \text{ pr} = \frac{\sum \%}{n}$$

$\sum \%$: Suma de porcentos decenales.

n: número de años entre el primer censo y el último.

$$P_f = P_a + \frac{P_a (\% \text{pr}) N}{100}$$

P_f = población futura (para año 1990 en el ejemplo)

P_a = población del último censo (censo del año 1970)

N: = número de años para los que se va a calcular la población, contados a partir del último censo.

(Ver ejemplo respectivo)

b3) METODO GEOMETRICO POR INCREMENTO MEDIO TOTAL

El principio en que se basa este método es el de suponer que la población tendrá un incremento análogo al que sigue un capital primitivo aumentado en sus intereses, esto es, siguiendo la fórmula del interés compuesto en que el crédito es el factor de crecimiento.

$$P_f = P_a (1 + r)^n \quad (\text{ en progresión geométrica })$$

P_f = población futura (ó sea para año 1990)

P_a = población del último censo (ó sea para año 1970)

n; = número de años para los que se va a calcular la población, contados a partir del último censo. ,

r = Taza ó factor de crecimiento.

Se opera con la forma logarítmica de la fórmula.

$$\text{Log. } P_f = \text{Log. } P_a + n \log (1+r)$$

Y se aplica el promedio de la expresión $\log (1+r)$

(ver ejemplo respectivo)

C) METODO DE MALTHUS.

La fórmula correspondiente es:

$$P_f = P_a (1 + \Delta)^X$$

P_f = población futura (en nuestro caso, para el año 1990)

P_a = población actual (ó sea el último censo 1970)

Δ : promedio de incrementos relativos medios

(incremento relativo medio = $\frac{\text{incremento decenal}}{\text{población inicial de la década}}$)

X = Número de períodos decenales a partir del año de P_a (en este caso, a partir de 1970 hasta 1990 ó sea 2 períodos decenales).

Como se ve, aunque la fórmula se asemeja a la fórmula del método b_3 por incremento medio, sin embargo, Δ aquí tiene otro significado que r en la fórmula del método b_3 asimismo X es de significado distinto que n .

(ver ejemplo respectivo.)

D) METODO DE MINIMOS CUADRADOS.

Es un método de ajuste matemático de los valores observados a una curva - promedio de ecuación definida.

Para ello, se busca que las diferencias entre los valores observados y los dados por la ecuación susodicha sea mínimos.

Esto se consigue mediante un proceso riguroso y laborioso de minimización de las expresiones cuadráticas deducidas para cuantificar dichas diferencias. De ahí - el nombre de mínimos cuadrados.

Como decimos, el método es muy laborioso y más bien se justifica para emplearlo en el establecimiento de ecuaciones empíricas para experimentos y pruebas científicas conducidos con toda rigurosidad.

No es muy justificado emplearlo para predicción de población futura - dado que el proceso de crecimiento de una población está sujeto a varias - - irregularidades, contrariamente a las condiciones rigurosas de un experimento científico.

En todo caso, este método es más viable de usarse para grandes magnitudes de población, como la población de un estado ó de una nación.

E) METODO DE EXTENSION GRAFICA.

Se sitúan los valores de los censos en un sistema de ejes rectangulares en el cual las abscisas son los años de los censos y las ordenadas los correspondientes números de habitantes.

A continuación se traza una curva media entre los puntos así determinados, prolongándose, a ojo, esta curva hasta el año cuyo número de habitantes se desea conocer (ver gráfica anexa).

Por otra parte, si como sucede en gran número de casos, la curva media se asemeja a una curva parabólica, su ecuación estará dada por: $y = a x^b$ - que tomando logaritmos es: $\log y = b \log x + \log a$

ó sea $Y = b X + A$

Esta última es la ecuación de una recta en que $Y = \log y$,
 $X = \log x$ y $A = \log a$.

Por lo tanto, si empleando papel logarítmico llevamos los valores de los años - como abscisas y los números de habitantes correspondientes como ordenadas, los - puntos así obtenidos quedarán casi en línea recta.

A continuación se trazó la recta media entre dichos puntos y dicha recta se prolongará hasta el año que interese.

De este modo, la prolongación ya no se hará a ojo, pues la prolongación de una recta está perfectamente definida.

De los diferentes procedimientos empleados, se tienen los siguientes valores:

| | |
|------------------------------------|-----------|
| 1) Aritmético | 492'310 |
| 2) Incremento de incrementos | 663'125 |
| 3) Geométrico por porcentajes | 734'360 |
| 4) Geométrico por incremento medio | 789'600 |
| 5) Folwell | 419'691 |
| 6) Malinús | 817'212 |
| 7) Extensión gráfica | 820'000 |
| | 4'736'298 |

Promedio para la población futura
en el año de 1990

$$= \frac{4'736'298}{7} = 676'614 \text{ Habus.}$$

F) METODO LOGISTICO

Este método, según la teoría de Verhulst, se desarrolló para el crecimiento de organismos dentro de un espacio fijo, y se analiza por el proceso de saturación. La tasa de crecimiento en cualquier tiempo es relativa: el número de organismos se incrementa, en tanto que el espacio sobrante libre decrece.

La gráfica de crecimiento según esta teoría es una curva en forma de S y se denomina curva logística. La fórmula de Pearl da la ecuación de la curva logística:

$$Y = \frac{L}{1 + m \exp nt} \quad (1)$$

Y: población a un tiempo t desde un origen supuesto (ten #º de años)

L: valor de saturación

m, n: coeficientes de la fórmula

Teniendo tres pares de valores censales y_0, y_1 y y_2 a tiempos $t_0 = 0$, t_1 y $t_2 = 2t_1$, el valor de saturación y los coeficientes se calculan por las 3 ecuaciones siguientes:

$$L = \frac{2 Y_0 Y_1 Y_2 - Y_1^2 (Y_0 + Y_2)}{Y_0 Y_2 - Y_1^2} \quad (2)$$

$$m = \frac{L - Y_0}{Y_0} \quad (3)$$

$$n = \frac{1}{t_1} \frac{\log n [Y_0(L - Y)]}{Y_1 (L - Y_0)} \quad (4)$$

Para nuestro caso, León, Gto., tomaremos los siguientes valores:
(redondeando los censos)

| <u>Año</u> | <u>Censo</u> | <u>Y</u> | <u>t</u> |
|------------|--------------|----------|-------------------|
| 1930 | 70'000 | Y_0 | $0 = t_0$ |
| 1950 | 123'000 | Y_1 | $20 = t_1$ |
| 1970 | 365'000 | Y_2 | $40 = t_2 = 2t_1$ |

Según (2):

$$L = \frac{2 (70 \times 10^3)(123 \times 10^3)(365 \times 10^3) - (123 \times 10^3)^2 [(70 \times 10^3) + (365 \times 10^3)]}{(70 \times 10^3) (365 \times 10^3) - (123 \times 10^3)^2}$$

$$L = \frac{2 \times 70 \times 123 \times 365 \times 10^9 - 123^2 \times 435 \times 10^9}{70 \times 365 \times 10^6 - 123^2 \times 10^6}$$

$$L = \frac{(2 \times 70 \times 123 \times 365 - 123^2 \times 435) \times 10^9}{(70 \times 365 - 123^2) \times 10^6}$$

$$L = \frac{(6'205'300 - 6'581'115)}{25550 - 15129} \times 10^3$$

$$L = \frac{-295'815}{10'421} \times 10^3$$

$$L = -28.386 \times 10^3$$

$$L = -28386$$

Según (3):

$$m = \frac{-28386 - 70'000}{70'000} = \frac{-98'386}{70'000} = -1.406$$

Según (4):

$$n = \frac{1}{20} \log_{10} \left[\frac{70 \times 10^3 (-28386 - 123 \times 10^3)}{123 \times 10^3 (-28386 - 70 \times 10^3)} \right]$$

No continuamos el cálculo debido a los resultados que se van obteniendo y que son inadmisibles, a saber, valores negativos para L y para m; y en el cálculo de n la aparición de log nep. de un número negativo.

Todo ésto parece indicar que, dados los valores iniciales censales para Y₀, Y₁, y Y₂, no hay ajuste para una curva logística.

Haremos un segundo intento para los siguientes valores:

| <u>Año</u> | <u>Censo</u> | <u>Y</u> | <u>T</u> |
|------------|--------------|----------------|---------------------------------------|
| 1950 | 123'000 | Y ₀ | t = 0 |
| 1960 | 210'000 | Y ₁ | t ₁ = 10 |
| 1970 | 365'000 | Y ₂ | t ₂ = 2t ₁ = 20 |

Según (2)

$$L = \frac{2 (123 \times 10^3) (210 \times 10^3) (365 \times 10^3) - (210 \times 10^3)^2 [(123 \times 10^3) + (365 \times 10^3)]}{(123 \times 10^3) (365 \times 10^3) - (210 \times 10^3)^2}$$

$$L = \frac{2 \times 123 \times 210 \times 365 \times 10^9 - 210^2 \times 488 \times 10^9}{123 \times 365 \times 10^6 - 210^2 \times 10^6}$$

$$L = \frac{(2 \times 123 \times 210 \times 365 - 210^2 \times 488) 10^9}{(123 \times 365 - 210^2) 10^6}$$

$$L = \frac{2 \times 123 \times 210 \times 365 - 210^2 \times 488}{123 \times 365 - 210^2} 10^3$$

$$L = \frac{18'855'900 - 21'520'800}{44895 - 44100} 10^3$$

$$L = \frac{-2'664'900}{795} 10^3$$

$$L = -3352.075 \times 10^3$$

$$L = -3'352'075$$

Infelizmente, en este segundo intento también se vuelve a presentar la misma situación del primer intento. Por lo tanto, parece ser, que no se puede ajustar una curva logística, a los datos de León.

G) AREAS Y DENSIDADES.

Este método consiste en tomar unas zonas pobladas representativas de acuerdo con el uso y tenencia de terreno para determinar la población asentada con su superficie respectiva, obteniéndose una densidad bruta al dividir la población actual entre la superficie bruta y aplicar este coeficiente posteriormente a superficies futuras por servir o desarrollar considerando: el uso y tenencia del terreno. Es muy importante para la aplicación de este método disponer de un levantamiento catastral y predial complementado con un plano regulador, limitación de las zonas de desarrollo en donde intervendrán las Autoridades Municipales, Las Autoridades del Gobierno del Estado y asimismo las del Gobierno Federal para evitar un crecimiento desordenado que repercuta posteriormente en obras de infraestructura muy

caso y que generalmente estas inversiones de infraestructura no las efectúan los gobiernos Municipales ni Estatales recayendo estos gastos en el Gobierno Federal que no las puede recuperar, distraiendo dinero para otro tipo de inversiones más apremiantes.

Se infiere que este método directo dará las predicciones de población más factibles para las nuevas zonas de desarrollo. Este método es válido para aplicarse a poblaciones urbanas y rurales pero no en los desarrollos industriales que requieren otro tipo de estudios. Para estos desarrollos industriales se puede aplicar un coeficiente de gasto por hectárea bruta determinada de datos estadísticos que tiene el Banco de México para las distintas zonas industriales del país con consumos para cada tipo de Industria, obteniéndose dicho coeficiente en la agrupación de consumos de industrias del mismo tipo para dividirlo en la Superficie de terreno que ocupan.

El ejemplo que se menciona explica más detalladamente lo inicialmente dicho.

H) METODO DE FOLWELL

La fórmula básica de este método es:

$$P = A + BX^c$$

A, B, c : constantes de la fórmula

X : número de orden del censo decenal, siendo el primer censo $X = 0$

P : población para la X correspondiente.

Para $X = 0$ (ó sea censo de 1921) se determina el valor de A.

Para $X = 1$ (ó sea censo de 1930) se determina el valor de B.

Para cada uno de los demás valores de X se determina c

Se toma el c promedio

Con los valores de A, B, c ya determinados en la fórmula, se entra en ésta con

$X = 6$ (para año 1980) y se determina la P correspondiente.

Con $X = 7$ (para año 1990) se determina la respectiva P.

(ver ejemplo respectivo.)

APLICACIÓN A LA CIUDAD DE LEÓN, GTO.

MÉTODO ARITMÉTICO.

| <u>Año</u> | <u>Censo</u> |
|------------|--------------|
| 1921 | 53034 |
| 1930 | 69403 |
| 1940 | 74175 |
| 1950 | 122721 |
| 1960 | 209875 |
| 1970 | 364990 |

I. crecimiento anual promedio.

$$I = \frac{364990 - 53034}{49} = \frac{311956}{49} = 6366 \text{ hab/año}$$

$$P_{1990} = P_{1970} + I(20 \text{ años}) = 364990 + 6366(20) = 364990 + 127320$$

$$P_{1990} = 492310 \text{ habts.}$$

2) MÉTODO DE INCREMENTO DE INCREMENTOS.

| <u>Año.</u> | <u>Censo.</u> | <u>Incrementos.</u> | <u>Incremento de incrementos.</u> |
|-------------|---------------|---------------------|-----------------------------------|
| 1921 | 53034 | 16364 | 11592 |
| 1930 | 69403 | 4772 | 43774 |
| 1940 | 74175 | 48546 | 38608 |
| 1950 | 122721 | 87154 | 67961 |
| 1960 | 209875 | 155115 | |
| 1970 | 364990 | | |
| | | <u>295587</u> | <u>150343</u> |

$$\text{Incremento decenal promedio} = \frac{295587}{4} = 73896.75$$

$$\text{Incremento de incrementos decenal promedio} = \frac{150343}{3} = 50114.33$$

| <u>AÑO</u> | <u>POBLACIÓN</u> | <u>INCREMENTOS.</u> | <u>INCREMENTO DE INCREMENTOS.</u> |
|------------|------------------|---------------------|-----------------------------------|
| 1970 | 364990 | 124011 | |
| 1980 | 489100 | | 50114 |
| 1990 | 663125 | 174125 | |

12.101 = 73896.75
73896.75

$$P_{1990} = 663125 \text{ habts.}$$

3) MÉTODO GEOMÉTRICO POR PORCENTAJES.

| <u>AÑO</u> | <u>Censo</u> | <u>Incremento</u> | <u>% de incremento</u> |
|------------|--------------|-------------------|------------------------|
| 1920 | 10039 | 16364 | 30.85 |
| 1930 | 16403 | 4772 | 6.88 |
| 1940 | 74175 | 48546 | 65.45 |
| 1950 | 122721 | 87154 | 71.02 |
| 1960 | 207275 | 155115 | 73.91 |
| 1970 | 364990 | | |
| | | | <u>248.11</u> |

$$\% \text{ anual promedio} = \frac{248.11}{49} = 5.06$$

$$P_t = P_0 + \frac{P_0(\% \text{ anual})N}{100}$$

$$P_{1970} = 364'990 + \frac{364'990(5.06)20}{100}$$

$$P_{1950} = 364'990 + 369'370$$

$$P_{1930} = 734'360 \text{ habts.}$$

4.) MÉTODO GEOMÉTRICO POR INCREMENTO MEDIO.

| Año | Censo | Log. población | Log P_f - Log P_o | $\log(1+r) = \frac{\text{Log } P_f - \text{Log } P_o}{n}$ |
|------|--------|----------------|-----------------------|---|
| 1921 | 53039 | 4.7246 | 0.1168 | 0.01168 |
| 1930 | 69043 | 4.8414 | 0.0289 | 0.00289 |
| 1940 | 74175 | 4.8703 | 0.2185 | 0.02185 |
| 1950 | 122721 | 5.0888 | 0.2332 | 0.02332 |
| 1960 | 209875 | 5.3220 | 0.2403 | 0.02403 |
| 1970 | 354990 | 5.5623 | | <u>0.08377</u> |

$$\text{Promedio de } \log(1+r) = \frac{0.08377}{5} = 0.016754$$

$$P_f = P_o(1+r)^n ; \log P_f = \log P_o + n \log(1+r)$$

$$\log P_{1990} = \log P_{1970} + 20(0.016754)$$

$$\log P_{1990} = 5.5623 + 0.33508$$

$$\log P_{1990} = 5.8974$$

$$P_{1990} = 789600 \text{ habts.}$$

5.) MÉTODO DE FOLWELL.

$$P = A + BX^c \quad (A, B, c = \text{constantes})$$

$$\text{Para } 1921, X=0, P=A+B(0)^c, P=A=53039, \underline{A=53039}$$

$$\text{Para } 1930, X=1, P=A+B, 69043=53039+B, \underline{B=69043-53039=16004}$$

$$\text{Para } 1940, X=2, 74175=53039+16004(2)^c$$

$$2^c = \frac{74175-53039}{16004} = \frac{21136}{16004} = 1.3207$$

$$c \log 2 = \log 1.3207$$

$$c(0.301) = 0.1209$$

$$\underline{c = \frac{0.1209}{0.301} = 0.4017}$$

$$\text{Para } 1950, X=3, 122721 = 53039 + 16004(3)^c$$

$$3^c = \frac{122721-53039}{16004} = \frac{69682}{16004} = 4.3540$$

$$c \log 3 = \log 4.3540$$

$$c(0.4771) = 0.6389$$

$$c = \frac{0.6389}{0.4771} = 1.3391$$

Para 1970, $X=4$, $209575 = 53039 + 16004(4^2)$

$$4^2 = \frac{209575 - 53039}{16004} = \frac{156536}{16004} = 9.7798$$

$$C \log 4 = \log 9.7798$$

$$C(0.8621) = 0.9912$$

$$C = \frac{0.9912}{0.8621} = \underline{1.6462}$$

Para 1970, $X=5$, $364990 = 53039 + 16004(5^2)$

$$5^2 = \frac{364990 - 53039}{16004} = \frac{311951}{16004} = 19.4921$$

$$C \log 5 = \log 19.4921$$

$$C(0.699) = 1.2898$$

$$C = \frac{1.2898}{0.699} = \underline{1.8452}$$

$$C_{\text{promedio}} = \frac{0.4017 + 1.3391 + 1.6462 + 1.8452}{4} = 1.308 = 1.31$$

$\therefore P = 53039 + 16004 X^{1.31}$

Para 1980, $X=6$, $P = 53039 + 16004(6^{1.31})$

$$1.31 \log 6 = 1.31(0.7782) = 1.02 = \log 6^{1.31}$$

$$6^{1.31} = 10.47$$

$$P = 53039 + 16004(10.47) = 53039 + 167562$$

$$P_{1980} = 220601 \text{ hafts. (inaceptable)}$$

Nuevo C promedio:

$$C_{\text{promedio}} = \frac{1.3391 + 1.6462 + 1.8452}{3} = \frac{4.8305}{3} = \underline{1.61}$$

Para 1980, $X=6$, $P = 53039 + 16004(6^{1.61})$

$$\log 6^{1.61} = 1.61 \log 6 = 1.61(0.7782) = 1.253$$

$$6^{1.61} = 13.35$$

$$P = 53039 + 16004(13.35) = 53039 + 213654$$

$$P_{1980} = 266693 \text{ hafts. (inaceptable)}$$

$$P \text{ para } 1990, X=7, P = 53039 + 10004(7^{1.36})$$

$$\log 7^{1.36} = 1.61 \log 7 = 1.61(0.8451) = 1.36$$

$$7^{1.36} = 22.91$$

$$P = 53039 + 10004(22.91) = 53039 + 366652$$

$$P_{1990} = 419691 \text{ (acceptable)} \\ \text{habts.}$$

C) MÉTODO DE MALTHUS.

$$P_f = P_a (1 + \Delta)^x$$

P_f = población futura.

P_a = población actual.

Δ : incremento relativo medio = $\frac{\text{incremento}}{\text{publ. inicial}}$

x = periodo de tiempo en décadas

| Año. | Censo. | Incremento | Δ |
|------|---------|------------|---------------|
| 1921 | 53'039 | 16'364 | 0.3085 |
| 1930 | 69'405 | 4'772 | 0.0688 |
| 1940 | 74'175 | 18'546 | 0.6545 |
| 1950 | 122'721 | 87'154 | 0.7102 |
| 1960 | 209'875 | 155'115 | 0.7391 |
| 1970 | 364'990 | | <u>2.4811</u> |

$$\Delta_{\text{promedio}} = \frac{2.4811}{5} = 0.49622$$

Periodo normal de 10 años = 1

Periodo para 1990 = 2 (a partir de 1970)

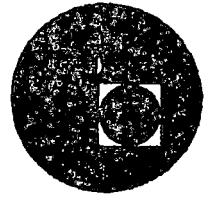
$$\therefore P_f = 364'990 (1 + 0.49622)^2 = 364'990 (1.49622)^2 = 364'990 (2.2386)$$

$$P_f = 817'212 \text{ habts.}$$

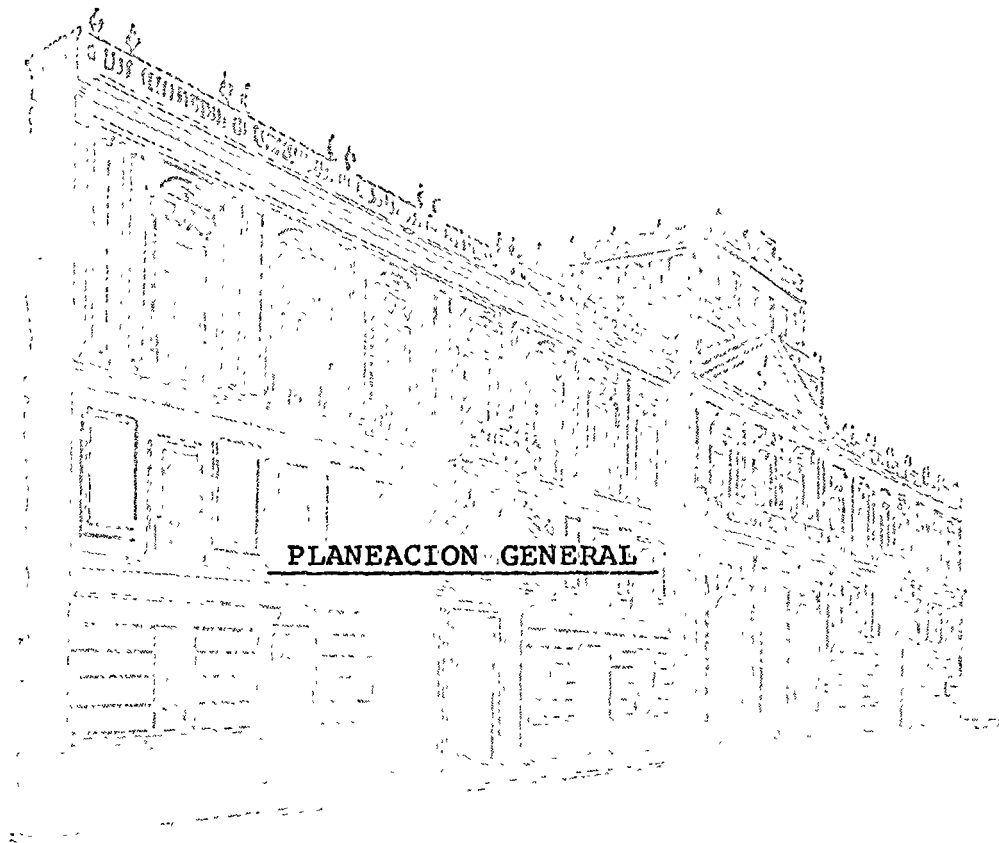




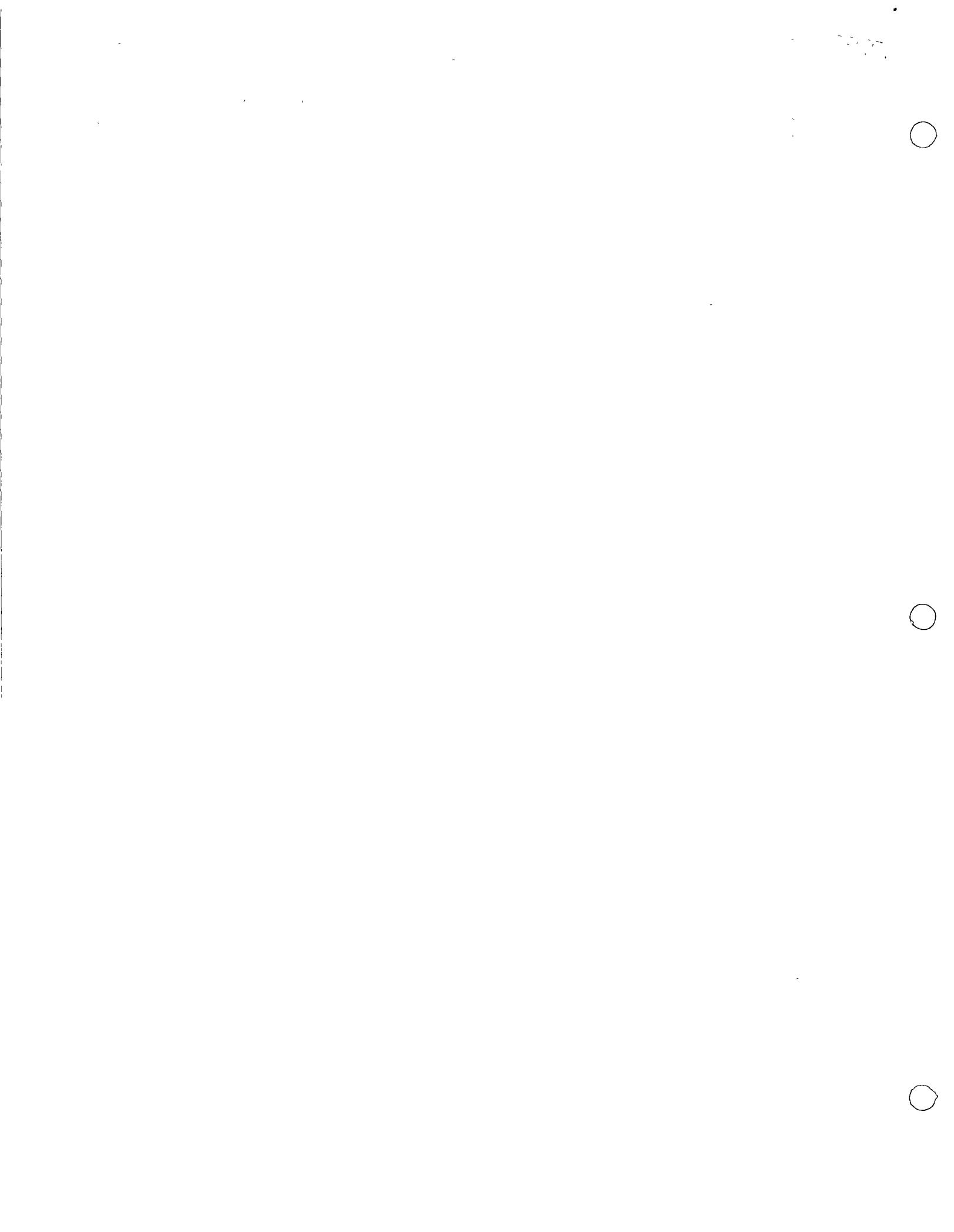
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA



ING. FILIBERTO CASTRO M.



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO

DE AGUA POTABLE.

TEMA I

2) PLANEACION GENERAL. ESTUDIOS PRELIMINARES.

Para proporcionar un servicio eficiente de agua potable a las ciudades urbanas ó comunidades rurales es necesario realizar una adecuada planeación, efectuar un diseño ingenieril de mínimo costo y obtener un buen financiamiento para su construcción y por ende, adecuar una buena operación y mantenimiento, así mismo un plan para el desalojo de las aguas usadas, ambas empresas bastante complejas. Por lo que los conceptos que se enuncian posteriormente y aún cuando por su naturaleza tanto los proyectos de agua potable como de aguas usadas deben ser realizados con cierta exclusividad, su ejecución requiere mecanismos y procedimientos de información, decisiones públicas, asesoría técnica etc., que sólo las organizaciones gubernamentales como la S.R.H. y S.S.A. entre otras pueden ofrecer, ya que independientemente puede existir el factor técnico factible, no así el económico y financiero, para la realización de las obras y sólo es posible mediante el apoyo de la madurez política, social, industrial y colaboración directa de la comunidad.

Por lo que para efectuar todo tipo de proyecto es conveniente realizar un estudio de Prefactibilidad Técnico, económico y financiero conteniendo como mínimo:

- a) Descripción técnica de las obras actuales y de las obras del proyecto futuro.
- b) Presupuesto de las obras. Programa de Inversiones
- c) Datos Básicos de Proyecto
- d) Descripción del Organismo Operador ó Beneficiario.
- e) Información financiera.
- f) Proyecciones financieras.

- g) Recomendaciones.
- h) Justificación del proyecto.

Como se mencionó en el tema anterior, para realizar un buen proyecto se requiere además disponer de lo siguiente:

Información Previa: consistente en estudios, antecedentes, censos oficiales de población, situación geográfica, climatológica, recursos locales, regionales, Zonificación, tipo de construcciones, edificios públicos y servicios públicos, hidrografía.

Investigación directa: que comprende los estudios de geografía regional, hidrología, geología, geotécnica, Fotogrametría, Topografía existente, planos de Cetenal, de la Defensa, planimetría, geohidrología, fuentes de provisión con sus aforos y calidad del agua de las mismas, como funciona el Sistema Administrador y Operador.

Conocer el volumen que producen las fuentes actuales, en época de estiaje en diferentes años, cuál entregan y cuál facturan, así mismo calidad del agua.

Saber cuáles son las necesidades de las industrias de la localidad ó región, que se vayan hacer entregas en bloque que requieren agua potable ó cruda.

Centros Turísticos, comerciales, hospitales, unidades habitacionales, zonas hoteleras, etc.

Conocer la población servida y la faltante, determinación de áreas que requieren rehabilitación ó sustitución de instalaciones.

Descripción detallada del Sistema Existente tanto de Agua Potable como de Alcantarillado (Ver anexo)

Eficiencia del Sistema

Entidad Operadora

Mediante el padrón de usuarios saber el consumo promedio para las diferentes tomas, es decir, residenciales de primera, segunda, populares, comerciales, municipales e industriales, para así poder determinar la dotación específica ó promedio en el sistema.

Disponer de un estudio hidrométrico siendo éste de suma importancia, ya que nos dá un estado real del funcionamiento hidráulico del sistema, percibiendo en gran parte el desperdicio y las fugas más notables, así mismo las presiones máximas y mínimas a que está sometido el sistema de distribución y por consiguiente, el estado de conservación.

Teniendo buena parte de la información detallada antedicha se procederá a realizar lo siguiente:

- a) Plan Inmediato.
- b) Plan Mediato.
- c) Plan Futuro.

Para el Plan Inmediato, como su nombre lo indica, es el que requiere una pronta acción en su construcción y necesariamente de ser posible, se requieren todos los estudios técnicos antedichos ó fundamentalmente:

- a) Fuente de abastecimiento definida y con buena calidad del agua.
- b) Planos topográficos recientes y estudios legales para evitar interferencias en la construcción.
- c) Estudio de población y poligono limitante de expansión.
- d) Dotaciones, consumos y período económico de diseño.
- e) Anteproyectos alternativos de selección de mínimo costo, consideraciones de materiales de fácil adquisición.
- f) Costo de las obras
- g) Plan de financiamiento, forma de recuperación.
- f) Estudio tarifario.

Para el Plan Mediato se requieren ampliar los incisos a,b,c para conocer e,f, g,h, a un tiempo determinado dentro del período económico de diseño del proyecto (no confundirlo con vida útil de las obras), y así poder programar las obras por ejecutar.

Para el Plan Futuro es menestar que se vean con mayor amplitud todos los factores, no nada más a nivel local sino regional y en algunos casos a nivel Nacional.

Habiendo realizado cada una de las etapas mencionadas se procederá a efectuar una revisión del anteproyecto y luego del proyecto en su:

- 1.- Aspecto. Promocional de aceptación por la comunidad para que los usuarios conozcan los beneficios que obtendrán y los compromisos que adquirirán. La promoción se realizará a iniciativa de la propia comunidad con intervención directa de las Autoridades locales, del Gobierno del Estado y asesoría de la Secretaría.
- 2.- Aspecto técnico.
- 3.- Aspecto económico de mínimo costo.
- 4.- Aspecto de la legislación y político.
- 5.- Aspecto financiero: Ingresos, Depreciación, costos de Operación, Mantenimiento.
- 6.- Aspecto de Organización y recuperación de inversiones.
- 7.- Aspecto de Ejecución de Obras, caminos de acceso y facilidad en su programa de elaboración.

b) PLAN PARTICULAR DE CADA PARTE DEL SISTEMA.

Fuente de Abastecimiento.- Es menester que en base a los estudios ya mencionados considerar que la selección debe estar en función: que la cantidad de agua por explotar sea suficiente medida en m³/seg., calidad, disponibilidad legal y ubicación y acceso, pues no es lo mismo una fuente que puede proveer

POTABILIZACION.- A este respecto como hemos comentado, es fundamental - conocer la calidad del agua ya que si está dentro de las normas, es suficiente y suficiente con la cloración, estos casos es muy común - en aguas de manantial y de pozos profundos.

En los casos que no esté dentro de las normas y que tengan alta turbiedad, - color, olor, altos contenidos de sólidos totales etc., entonces si hay necesidad de establecer un proceso tratamiento completo mediante:

- a) Desarenadores ó sedimentadores.
- b) Aereadores
- c) Dosificadores
- d) Clarificadores
- e) Filtración
- f) Estabilización
- g) Pre-cloración y postcloración, etc.

Necesidad de disponer topografía de detalle ligada a los mismos bancos de - nivel.

CONDUCCION.- Una vez definida la cantidad de agua que debe aportar la fuente ó - fuentes de abastecimiento, podemos proceder a estudiar la forma de conducir y - llevarla ya sea desde el sitio de captación a la planta potabilizadora ó tanque - de regularización ó almacenamiento, según sea el caso de las características de - la fuente de abastecimiento requiriéndose:

a) Estudio de variantes, puede ser en planos de la Secretaría de la Defensa, de - Cetenal, Fotogramétricos 1:1000 ó 1:20000 ó 1:8000 etc. , estudio que debe con - templar varias rutas si es necesario con varios caudales dentro del marco de las - necesidades del proyecto, estaciones de bombeo y rebombeo, para el diseño definitivo.

b) Planos fotogramétricos a escala conveniente de preferencia 1:2000 es suficiente, pero de preferencia tener topografía directa con una faja de 100 m. de secciones transversales a ambos lados de la línea.

Características de uso de los materiales y accesorios de condiciones estándar del - tro del mercado Nacional, etc., con establecimiento de un estudio económico para

toma de decisiones, facilidad de construcción, indemnizaciones y afectaciones mínimas, derechos de vía legalizados, obras complementarias de protección, cruces con vías de comunicación, con arroyos, ríos etc.

Localización de tomas de energía eléctrica.

PROYECTOS ESPECIALES.- Para este fin es necesario proteger a las obras de captación, conducción y estaciones de bombeo, tanques y redes de distribución respectivamente.

- a) Protección sanitaria contra acceso de animales y en algunos casos de la gente.
- b) Contra inundaciones u otro tipo de desastre, sísmico, meteorológico, contaminaciones industriales, etc.
- c) Proveer de desagües, ventilas, medición, excedencias, aparatos de control para aislar en casos de emergencia y que el servicio tenga mínimas interrupciones, válvulas de flotador.
- d) Accesorios de válvulas de admisión y expulsión de aire, desagües, derivación, rompedores de presión, piezómetros, limitadores de presión, puentes canal, obras de transición de entrada y salida, obras de derivación con sus mediciones respectivas.
- e) Acoplamiento de ductos de diferentes diámetros y clases, juntas de expansión para absorber cambios de temperatura, acoplamientos entre ductos y canales, piezas especiales en cambios de dirección vertical y horizontal, atraques, silletas, protección interior, exterior ó catódica.
- f) Válvulas de alivio contra golpe de ariete, válvulas reductoras de presión - válvulas sostenedoras de presión, válvulas de altitud, válvulas de flotador - - válvulas de seccionamiento tipo compuerta, mariposa de agujas, radiales válvulas de no retorno.
- g) Equipos electromecánicos, controles de parada, arranque, de telecontrol, de -- electroniveles, de medición registrada, totalizador.

h) Casetas de operación , vigilancia y todo tipo de estructuras complementarias.

REGULARIZACION.- Debe planearse considerando que el sistema va a funcionar durante las 24 horas, su dimensionamiento depende principalmente:

- a) Caudal que requiere la población en el día de máximo consumo para que se proporcione el máximo horario deseado.
- b) Funcionamiento hidráulico de la distribución, gravedad, bombeo a la red - excedencias a los tanques ó combinado, pudiendo ser superficiales, enterrados, elevados ó combinados.
- c) Sitio de ubicación con disponibilidad del predio y elevación necesaria, así como topografía de la localidad.
- d) Materiales de construcción disponibles en la región.
- e) Características sísmicas y geológicas.
- f) Consideraciones de sus accesorios, desagües, ventilas, limpia, aparatos de control y aislamiento.

DISTRIBUCION.- Conociendo la población a servir inmediata y futura sobre todo en sus diferentes estratos de consumo, residencial de primera, segunda, popular, comercial, industrial, municipal y habiendo determinado las dotaciones específicas de cada estrato, polígono limitante del proyecto, áreas de rehabilitación, de ampliación inmediata y futura, instalaciones existentes susceptibles de aprovecharse, nos encontramos en posibilidad de planear la red.

- a) Disponer de la información ya mencionada y observar detenidamente como va a entrar el agua a la localidad.
- b) Plano topográfico ó fotogramétrico escala 1:10000 ó 1:5000 ó 1:4000 para la planeación, dependiendo de la magnitud de la localidad.
- c) Dividir la distribución ya sea por alturas según lo accidentado de la topografía, es decir, zona media ó baja ó alta con divisiones intermedias, de acuerdo con la consideración de presiones mencionadas en las Normas de Proyecto de -

la Dirección General de Agua Potable y Alcantarillados; cuando es una topografía plana es conveniente dividir por zonas para evitar grandes diámetros, ó alturas de bombeo.

d) Localizar sus accesorios tales como válvulas de seccionamiento, cruceros de desagüe hidrantes contra incendio, derivaciones a otras áreas fuera de la localidad, etc.

Todos estos temas se verán más a fondo en el proyecto de detalle de cada una.

FCM:mer

PROYECTO

Hoja No. 1

ORGANISMO ADMINISTRADOR

CUADRO I - ESTADO ACTUAL Y JUSTIFICACION DEL PROYECTO

1.1 Descripción del Sistema de Agua Potable Existente

1.2 Descripción del Sistema de Alcantarillado Existente

1.3 Descripción del Proyecto

1.4 Justificación del Proyecto

1.5 Estudios

PROYECTO

HOJA No. 2

ORGANISMO ADMINISTRADOR

CUADRO II SITUACION ACTUAL DEL SISTEMA AÑO _____

2.1 AGUA POTABLE

| SERVICIO ACTUAL | REQUERI MIENTO. | O B S E R V A C I O N E S |
|--------------------|--------------------|---------------------------|
|--------------------|--------------------|---------------------------|

ABASTECIMIENTO

- Captación (lt/seg./ y Tipo.
- Desarenador (lt/seg.)
- Conducción (lt/seg.) y longitud.
- Bombeo (lt/seg.)

H.P.

TRATAMIENTO

- Tipo de Tratamiento
- Capacidad (lt/seg.)

DISTRIBUCION

- Almacenamiento (M³)
- Redes (Metros)
- Tomas (#)
- Medidores (#)

2.2 ALCANTARILLADO

- Emisario (Metros)
- Colectores (Metros)
- Conexiones de Alcantarillas (.)

PROYECTO

HOJA No. 3

ORGANISMO OPERADOR

CUADRO III - OBRAS EN CONSTRUCCION

3.1 AGUA POTABLE

3.1.1 Descripción de la Obra

3.1.2 Costo y Financiación

3.1.3 Período de Ejecución

3.1.4 Diseño

3.2 ALCANTARILLADO

3.2.1 Descripción de la Obra

3.2.2 Costo y Financiación

3.2.3 Período de Ejecución

3.2.4 Diseño

PROYECTO

HOJA No. 4

ORGANISMO ADMINISTRADOR

CUADRO IV - INFORMACION GENERAL SOBRE EL SERVICIO CON EL SISTEMA ACTUAL

| | 1976 | 1977 | 1978 | 1979 | 1980 |
|---|------|------|------|------|------|
| 4.1 No. Habitantes | | | | | |
| 4.2 No. Viviendas | | | | | |
| 4.3 No. Suscriptores Agua Potable | | | | | |
| 4.4 No. Suscriptores Alcantarillado | | | | | |
| 4.5 No. Suscriptores Potenciales Agua Potable | | | | | |
| 4.6 No. Suscriptores Potenciales Alcantarillado | | | | | |
| 4.7 Población Servida Agua Potable | | | | | |
| 4.8 Población Servida Alcantarillado | | | | | |
| 4.9 Cobertura Agua Potable % | | | | | |
| 4.10 Cobertura Alcantarillado % | | | | | |

PROYECTO

HOJA No. 5

ORGANISMO ADMINISTRADOR

CUADRO IV - INFORMACION GENERAL SOBRE EL SERVICIO CON EL SISTEMA ACTUAL
(continuación)

| | 1976 | 1977 | 1978 | 1979 | 1980 |
|--|------|------|------|------|------|
| 4.11 No. Medidores Instalados | | | | | |
| 4.12 No. Medidores en Servicio | | | | | |
| 4.13 Coberturas de Medición Efectiva(4.12/4.11) | | | | | |
| 4.14 Agua Producida - Miles M3 Anuales | | | | | |
| 4.15 % Pérdidas | | | | | |
| 4.16 Agua Suministrada - Miles M3 anuales(4.14x(1-4.15)) | | | | | |
| 4.17 Dotación Básica Requerida - l/h/c | | | | | |
| 4.18 Agua Requerida-Población Servida - Miles M3 anual (4.7 x 4.17 x 365 días) | | | | | |
| 4.19 Nivel de Servicio - Población Servida(4.14/4.16) | | | | | |
| 4.20 Calidad de Agua Suministrada | | | | | |

OBSERVACIONES:

PROYECTO

HOJA No. 16

ORGANISMO ADMINISTRADOR

CUADRO V - INFORMACION FINANCIERA (Miles de \$)

| | 1976 | 1977 | 1978 | 1979 | 1980 |
|--|------|------|------|------|------|
| 5.1 Tarifa Promedio Aplicada - \$ /Usuario/año | | | | | |
| 5.2 Ingresos por Venta del Servicio | | | | | |
| 5.3 Otros Ingresos | | | | | |
| 5.4 TOTAL INGRESOS | | | | | |
| 5.5 Egresos Directos | | | | | |
| 5.5.1. Por Personal | | | | | |
| 5.5.2. Generales | | | | | |
| 5.5.3. Operación y Mantenimiento | | | | | |
| Total Egresos Directos | | | | | |
| 5.6 Egresos Indirectos | | | | | |
| 5.7 Depreciación | | | | | |
| 5.8 Otros Egresos(Incluye deuda vigente) | | | | | |
| 5.9 TOTAL EGRESOS | | | | | |
| 5.10 (Déficit) ó Superávit | | | | | |
| 5.11 Generación Interna (5.10 + 5.7) | | | | | |

OBSERVACIONES:

PROYECTO

HOJA No. 2

ORGANISMO ADMINISTRADOR

CUADRO VII - INFORMACION DE BASE SOBRE EL SISTEMA, INCORPORADO EL PROYECTO

| | 1º AÑO | 2º AÑO | 3º AÑO | 4º AÑO | OBSERVACIONES |
|--|--------|--------|--------|--------|---------------|
| 7.1 ESTADO FISICO | | | | | |
| 7.1.1 Cobertura Agua Potable % | | | | | |
| 7.1.2 Cobertura Alcantarillado % | | | | | |
| 7.1.3 Cobertura efectiva de Medición% | | | | | |
| 7.1.4 Agua Producida Miles M3 Anuales | | | | | |
| 7.1.5 Pérdidas % | | | | | |
| 7.1.6 Agua Suministrada Miles M3 Anuales | | | | | |
| 7.1.7 Nivel de Servicio-Población(7.1.4/7.1.6) | | | | | |
| 7.1.8 Calidad de agua suministrada | | | | | |
| 7.2 ESTADO FINANCIERO | | | | | |
| 7.2.1 Tarifa promedio - \$/Suscriptor/Año | | | | | |
| 7.2.2 Ingresos por venta del servicio | | | | | |
| 7.2.3 Otros Ingresos | | | | | |
| 7.2.4 TOTAL INGRESOS | | | | | |
| 7.2.5 Egresos Directos (Incluir deuda proyecto a financiar) | | | | | |
| 7.2.6 Egresos Indirectos | | | | | |
| 7.2.7 Depreciación. | | | | | |

PROYECTO

HOJA No. 9

ORGANISMO ADMINISTRADOR

CUADRO VIII - ESQUEMA DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

CONVENCIONES:

Existente _____
Proyectado _____

PROYECTO

HOJA No. 10

ORGANISMO ADMINISTRADOR

CUADRO IX - ESQUEMA DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

CONVENCIONES

Existente _____

Proyectado _____

1.- SISTEMA EXISTENTE - AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO.

- a) Entidad operadora.
- b) Población servida.
- c) Fuentes y Tratamiento.
- d) Red de Distribución long. \emptyset s, calidad etc.
- e) Alcantarillado % servido No. de conexiones, donde descargo, tratamiento long. \emptyset s calidad de tubería etc.

2.- EL PROYECTO.-

- a) Resumen.- En que consiste. Solución de déficits y extensión
- b) Descripción del Proyecto.
- c) Costos de Proyecto
- d) Ejecución de Proyecto

3.- El Beneficiario inmediato.

- a) Organización.
- b) Personal y Gerencias
- c) Facturación y Recaudación
- d) Contabilidad, inventarios y auditoría.

4.- FINANZAS.

- a) Historia
- b) Plan financiero
- c) Tarifas
- d) Proyecciones Financieros.

5.- RECOMENDACIONES.-

6.- JUSTIFICACION DEL PROYECTO

ANEXOS

Planos y Oficios

- 1.- Orto mograma
 - 2.- Sistema Actual (Agua Potable y Alcantarillado)
 - 3.- Obras Propuestas
 - 4.- Crecimiento Población
 - 5.- Programa de Ejecución de Obras
- (Conservar los anexos existentes en cada proyecto ?)

DIREC. GRAL. DE AGUA POTABLE Y ALC.
DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE AGUA POTABLE

PROYECTOS DE FRACCIONAMIENTOS
=====

NORMAS GENERALES PARA SU PRESENTACION
A LA CONSIDERACION DE LA S.R.H.

Lineamientos a los que se sujetarán los dueños de Fraccionamiento, con relación a los estudios y proyectos para abastecimiento de agua potable que deberán presentar para su revisión, aprobación y establecimiento de importe del derecho de conexión.

El interesado hará su solicitud a la Dirección General de Agua Potable y Alcantarillados, con atención a la Dirección de Proyectos, acompañando 5 legajos con el siguiente contenido:

1.- GENERALIDADES:

- 1.1 Memoria descriptiva y de cálculo de la obra.
- 1.2 Plano de localización
- 1.3 Plano predial con indicaciones del área total y el área vendible. Promedio estimado de habitantes por lote.
- 1.4 Plano topográfico referido a los bancos de nivel de la ciudad.
- 1.5 Plano de conjunto del sistema de abastecimiento de agua potable indicando datos básicos de proyecto.

2.- FUENTE DE ABASTECIMIENTO

- 2.1 Localización
- 2.2 Aforo, Gasto disponible y de explotación.
- 2.3 Análisis físico químico y bacteriológico del agua
- 2.4 Proyecto de la obra de captación, con elevación brocal, nivel estático y dinámico ó nivel aguas mínimas y máximas.
- 2.5 Características de los equipos de bombeo y diseño de la caseta de control en el caso de que se tengan).
- 2.6 Cuando no hay fuente propia, indicar el ó los puntos de conexión con la red de la ciudad, con su presión en la hora de máxima demandas y caudal disponible, diagrama de conexiones. (ver nota)

3.- LINEA DE CONDUCCION:

- 3.1 Plano completo en planta y perfil con línea piezométrica, caudal, longitud de tubería, clase y tipo de los materiales empleados, diseño de cruceros, desagües, válvulas de aire y cantidades de obra.

4.- POTABILIZACION

- 4.1 Potabilización ó desinfección de las aguas por utilizarse

5.- ALIMENTACION

- 5.1 Plano completo en planta y perfil con línea piezométrica, caudal, longitud clase y tipo de la tubería empleada y diseño completo - de sus accesorios. Cantidades de obra.

6.- REGULARIZACION

- 6.1 Plano constructivo, elevación plantilla, volumen, altura, diagrama de conexiones. Cantidades de obra.

7.- DISTRIBUCION

- 7.1 Proyecto y cálculo hidráulico de la red, cantidades, tipo y clase - de tubería seleccionada.
- 7.2 Proyecto de toma domiciliaria
- 7.3 Proyecto de cruceros
- 7.4 Localización y proyecto de los hidrantes de incendio y su conexión con la red (en caso de que se tengan).

8.- ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION.

- 8.1 Se pondrán todas las especificaciones de construcción acompañándose de planos de zanjas, atraques, cajas de válvulas, etc.

9.- CATALOGO Y PRESUPUESTO DE LA OBRA.

- 9.1 Se incluirán, conceptos, cantidades, unidades, precios unitarios e importe tanto de la mano de obra así como de los materiales utilizados.

NOTA: - La información respecto a cargas disponibles y presiones en las horas de máximas demandas deberá proporcionarla por escrito la Gerencia General - en el Estado y anexarse al expediente.

FORMULARIO

Con el objeto de elaborar el proyecto de abastecimiento de agua potable de la localidad mencionada, he de estimar a usted se sirva enviar a esta Dirección la siguiente información actualizada y que se marcan con una X.

GENERALIDADES.

- 1.- Nombre completo de la localidad, Estado y Municipio a que pertenece.
- 2.- Censo actual de habitantes.
- 3.- Comunicaciones.
- 4.- Economía.
- 5.- Aspecto de la localidad indicando tipo de edificaciones.
- 6.- Localización en el plano de carreteras adjunto.

SERVICIO ACTUAL DE AGUA POTABLE.

1.- Fuente de Abastecimiento.

- a).- Localización: Distancia y Niveles.
- b).- Gasto de explotación.
- c).- Calidad del agua: Análisis
- d).- Obra de captación: Plano detallado.

2.- Conducción.

- a).- Plano (s) Planta y perfil con indicaciones de gasto conducido, diámetro, clase y estado de conservación de la tubería y accesorios.

3.- Bombeo (s)

- a).- Planos de localización y de detalle.
- b).- Número y características de bombas, motores y subestación eléctricas y estado de conservación.

4.- Potabilización.

- a).- Planos de localización y de detalle.
- b).- Descripción y características de las unidades.
- c).- Gasto tratado.
- d).- Estado de conservación.
- e).- Consumo actual de productos químicos.

FCM
FCM^o mer

###.....

5.- Regularización.

- a).- Planos de localización y de detalles del ó de los tanques

6.- Distribución.

- a).- Plano de la red indicada:

- a1.- Escala
- a2.- Nombre de calles.
- a3.- Longitudes, diámetros y clase de tuberías.
- a4.- Válvulas
- a5.- Hidrantes de toma pública
- a6.- Hidrantes de incendio
- a7.- Estado de conservación.

7.- Tomas Domiciliarias.

- a) Cantidad
- b) Características
- c) Tarifas
- d) Estado de Conservación.

INFORMACION REQUERIDA PARA EL PROYECTO.

1.- Fuente (s) de abastecimiento.

- a).- Plano de detalle de la zona
- b).- Aforos
- c).- Envío de muestras de agua al laboratorio.
- d).- Anteproyecto de captación propuesta.
- e).- Distancia desde donde se pueda derivar energía eléctrica.

2.- Conducción.

- a).- Plano detallado de localización de la línea.
 Planta a escalas 1:2000 ó 1:5000
 Perfil a escalas 1:200 ó 1:500
- b).- Plano de detalle de cruces de la línea de conducción -
 con carreteras, vías de ferrocarril, ríos, arroyos y canales.
- c).- Afectaciones ocasionadas por la localización de la línea
 y costos.

SCM

d).- Clasificación del terreno para estimar costos de terracerías.

3.- Bombeo, Potabilización y Regularización.

- a) Planos de detalle de 1: ó las zonas donde se localicen las plantas o tanques.
- b) Costo del terreno para su adquisición.
- c) Clasificación del terreno para estimación de terracerías.
- d) Resistencia del terreno para cimentación.
- e) Distancia desde donde se pueda derivar energía eléctrica.

4.- Distribución.

- a) Plano topográfico actualizado de la localidad con indicación de escala y orientación en el que se anote.
 - a1.- Longitud de crucero a crucero de calles.
 - a2.- Nombres de calles.
 - a3.- Elevación de todos los cruceros.
 - a4.- Localización de industrias.
 - 1.- Fuente de abastecimiento.
 - 2.- Gasto requerido.
 - a5.- Localización de edificios públicos y jardines.
- b).- Plano predial.
- c).- Plano con las distintas zonas de población en cuanto a densidad.
- d).- Plano de pavimentos y banquetas.

5.- Tomas Domiciliarias.

- a).- Cantidad de tomas existentes que deberán sustituirse por nuevas.
- b).- Cantidad de tomas nuevas.
- c).- Longitud promedio de la toma.

6.- Hidrantes de toma pública.

- a).- Localización y justificación.

7.- Hidrantes de incendio.

Localización de acuerdo con el criterio conjunto de la Gerencia y -

##.....

Autoridades Municipales.

8.- Fuente de energía eléctrica.

- a).- Localización
- b).- Voltaje
- c).- Frecuencia.
- d).- Nivel de corto circuito.
- e).- Medición.

- 1.- Baja Tensión.
- 2.- Alta Tensión.

- f).- Carga trifásica máxima que se puede conectar a la red de distribución en baja tensión.
- g).- Potencia máxima a que se puede arrancar a tensión completa en el punto de utilización.
- h).- Tarifa

NOTA: Los levantamientos topográficos deben estar ligados y referidos a un mismo banco de nivel.

PROYECTOS DE FRACCIONAMIENTOS

NORMAS GENERALES PARA SU PRESENTACION
A LA CONSIDERACION DE LA S. R. H.

Lineamientos a los que se sujetarán los dueños de Fraccionamiento, con relación a los estudios, proyectos para abastecimiento de agua potable que deberán presentar para su revisión, aprobación y establecimiento de importe del derecho de conexión.

El interesado hará su solicitud a la Dirección General de Agua Potable y Alcantarillados, con atención a la Dirección de Proyectos acompañado de 5 legajos con el siguiente contenido:

1. GENERALIDADES

- 1.1 Memoria descriptiva y de cálculo de la obra.
- 1.2 Plano de localización
- 1.3 Plano predial con indicaciones del área total y el área vendible. Promedio estimado de habitantes por lote.
- 1.4 Plano topográfico referido a los bancos de nivel de la ciudad.
- 1.5 Plano de conjunto del sistema de abastecimiento de agua potable indicando datos básicos de proyecto.

2. FUENTES DE ABASTECIMIENTO

- 2.1 Localización
- 2.2 Aforo, Gasto disponible y de explotación.
- 2.3 Análisis físico químico y bacteriológico del agua.
- 2.4 Proyecto de la obra de captación, con elevación brocal, nivel estático y dinámico o nivel aguas mínimas y máximas.
- 2.5 Características de los equipos de bombeo y diseño de la caseta de control (en el caso de que se tengan).
- 2.6 Cuando no hay fuente propia, indicar el ó los puntos de conexión con la red de la ciudad, con su presión en las horas de máximas demandas y caudal disponible, diagrama de conexiones. (Ver nota).

3. LINEA DE CONDUCCION

3.1 Plano completo en planta y perfil con línea piezométrica, caudal, longitud de tubería, clase y tipo de los materiales empleados, diseño de cruceros, desagües, válvulas de aire y cantidades de obra.

4. POTABILIZACION

4.1 Potabilización o desinfección de las aguas por utilizarse.

5. PRESENTACION

5.1 Plano completo en planta y perfil con línea piezométrica, caudal, longitud clase y tipo de la tubería empleada y diseño completo de sus accesorios. Cantidades de obra.

6. REGULARIZACION.

6.1 Plano constructivo, elevación plantilla, volumen, altura, diagrama de conexiones. Cantidades de obra.

7. DISTRIBUCION.

7.1 Proyecto y cálculo hidráulico de la red, cantidades, tipo y clase de tubería seleccionada.

7.2 Proyecto de toma domiciliaria.

7.3 Proyecto de cruceros.

7.4 Localización y proyecto de los hidrantes de incendio y su conexión con la red (en caso de que se tengan).

8. ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION

8.1 Se pondrán todas las especificaciones de construcción acompañándose de planos de zanjas, atraques, cajas de válvulas, etc.

9. CATALOGO Y PRESUPUESTO DE LA OBRA.

9.1 Se incluirán conceptos, cantidades, unidades, precios unitarios e importe tanto de la mano de obra así como de los materiales utilizados.

Nota. La información respecto a cargas disponibles y presiones en las horas de máximas demandas deberá proporcionarla por escrito la Gerencia General en el Estado y anexarse al expediente.

DIREC. GRAL. D E AGUA POTABLE Y ALC.
DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE AGUA POTABLE

PROYECTOS DE FRACCIONAMIENTOS
=====

NORMAS GENERALES PARA SU PRESENTACION
A LA CONSIDERACION DE LA S.R.H.

Lineamientos a los que se sujetarán los dueños de Fraccionamiento, con relación a los estudios y proyectos para abastecimiento de agua potable que deberán presentar para su revisión, aprobación y establecimiento de importe del derecho de conexión.

El interesado hará su solicitud a la Dirección General de Agua Potable y Alcantarillados, con atención a la Dirección de Proyectos, acompañando 5 legajos con el siguiente contenido:

1 - GENERALIDADES:

- 1.1 Memoria descriptiva y de cálculo de la obra.
- 1.2 Plano de localización
- 1.3 Plano predial con indicaciones del área total y el área vendible. Promedio estimado de habitantes por lote.
- 1.4 Plano topográfico referido a los bancos de nivel de la ciudad.
- 1.5 Plano de conjunto del sistema de abastecimiento de agua potable indicando datos básicos de proyecto.

2.- FUENTE DE ABASTECIMIENTO

- 2.1 Localización
- 2.2 Aforo, Gasto disponible y de explotación.
- 2.3 Análisis físico químico y bacteriológico del agua
- 2.4 Proyecto de la obra de captación, con elevación brocal, nivel estático y dinámico ó nivel aguas mínimas y máximas.
- 2.5 Características de los equipos de bombeo y diseño de la caseta de control en el caso de que se tengan).
- 2.6 Cuando no hay fuente propia, indicar el ó los puntos de conexión con la red de la ciudad, con su presión en la hora de máxima demandas y caudal disponible, diagrama de conexiones. (ver nota)

3.- LINEA DE CONDUCCION:

- 3.1 Plano completo en planta y perfil con línea piezométrica, caudal, longitud de tubería, clase y tipo de los materiales empleados, diseño de cruceros, desagües, válvulas de aire y cantidades de obra.

4.- POTABILIZACION

- 4.1 Potabilización ó desinfección de las aguas por utilizarse

5.- ALIMENTACION

- 5.1 Plano completo en planta y perfil con línea piezométrica, caudal, longitud clase y tipo de la tubería empleada y diseño completo - de sus accesorios. Cantidades de obra.

6.- REGULARIZACION

- 6.1 Plano constructivo, elevación plantilla, volumen, altura, diagrama de conexiones. Cantidades de obra.

7.- DISTRIBUCION

- 7.1 Proyecto y cálculo hidráulico de la red, cantidades, tipo y clase - de tubería seleccionada.
- 7.2 Proyecto de toma domiciliaria
- 7.3 Proyecto de cruceros
- 7.4 Localización y proyecto de los hidrantes de incendio y su conexión con la red (en caso de que se tengan).

8.- ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION.

- 8.1 Se pondrán todas las especificaciones de construcción acompañándose de planos de zanjas, atraques, cajas de válvulas, etc.

9.- CATALOGO Y PRESUPUESTO DE LA OBRA.

- 9.1 Se incluirán, conceptos, cantidades, unidades, precios unitarios e importe tanto de la mano de obra así como de los materiales utilizados.

NOTA: - La información respecto a cargas disponibles y presiones en las horas de máximas demandas deberá proporcionarla por escrito la Gerencia General - en el Estado y anexarse al expediente.

FORMULARIO

Con el objeto de elaborar el proyecto de abastecimiento de agua potable de la localidad mencionada, he de estimar a usted se sirva enviar a esta Dirección la siguiente información actualizada y que se marcan con una x.

GENERALIDADES.

- 1.- Nombre completo de la localidad, Estado y Municipio a que pertenece.
- 2.- Censo actual de habitantes.
- 3.- Comunicaciones.
- 4.- Economía.
- 5.- Aspecto de la localidad indicando tipo de edificaciones.
- 6.- Localización en el plano de carreteras adjunto.

SERVICIO ACTUAL DE AGUA POTABLE.

1.- Fuente de Abastecimiento.

- a).- Localización: Distancia y Niveles.
- b).- Gasto de explotación.
- c).- Calidad del agua: Análisis
- d).- Obra de captación: Plano detallado.

2.- Conducción.

- a).- Plano (s) Planta y perfil con indicaciones de gasto conducido, diámetro, clase y estado de conservación de la tubería y accesorios.

3.- Bombo (s)

- a).- Planos de localización y de detalle.
- b).- Número y características de bombas, motores y subestación eléctricas y estado de conservación.

4.- Potabilización.

- a).- Planos de localización y de detalle.
- b).- Descripción y características de las unidades.
- c).- Gasto tratado.
- d).- Estado de conservación.
- e).- Consumo actual de productos químicos.

5.- Regularización.

- a).- Planos de localización y de detalles del ó de los tanques

6.- Distribución.

- a).- Plano de la red indicada:

- a1.- Escala
- a2.- Nombre de calles.
- a3.- Longitudes, diámetros y clase de tuberías.
- a4.- Válvulas
- a5.- Hidrantes de toma pública
- a6.- Hidrantes de incendio
- a7.- Estado de conservación.

7.- Tomas Domiciliarias.

- a) Cantidad
- b) Características
- c) Tarifas
- d) Estado de Conservación.

INFORMACION REQUERIDA PARA EL PROYECTO.

1.- Fuente (s) de abastecimiento.

- a).- Plano de detalle de la zona
- b).- Aforos
- c).- Envío de muestras de agua al laboratorio.
- d).- Anteproyecto de captación propuesta.
- e).- Distancia desde donde se pueda derivar energía eléctrica.

2.- Conducción.

- a).- Plano detallado de localización de la línea.
 Planta a escalas 1:2000 ó 1:5000
 Perfil a escalas 1:200 ó 1:500
- b).- Plano de detalle de cruces de la línea de conducción - con carreteras, vías de ferrocarril, ríos, arroyos y canales.
- c).- Afectaciones ocasionadas por la localización de la línea y costos.

SCM

d).- Clasificación del terreno para estimar costos de terracerías.

3.- Bombeo, Potabilización y Regularización.

- a) Planos de detalle de las 6 las zonas donde se localicen las plantas o tanques.
- b) Costo del terreno para su adquisición.
- c) Clasificación del terreno para estimación de terracerías.
- d) Resistencia del terreno para cimentación.
- e) Distancia desde donde se pueda derivar energía eléctrica.

4.- Distribución.

- a) Plano topográfico actualizado de la localidad con indicación de escala y orientación en el que se anote.
 - a1.- Longitud de cruceo a cruceo de calles.
 - a2.- Nombres de calles.
 - a3.- Elevación de todos los cruceos.
 - a4.- Localización de industrias.
 - 1.- Fuente de abastecimiento.
 - 2.- Gasto requerido.
 - a5.- Localización de edificios públicos y jardines.
- b).- Plano predial.
- c).- Plano con las distintas zonas de población en cuanto a densidad.
- d).- Plano de pavimentos y banquetas.

5.- Tomas Domiciliarias.

- a).- Cantidad de tomas existentes que deberán sustituirse por nuevas.
- b).- Cantidad de tomas nuevas.
- c).- Longitud promedio de la toma.

6.- Hidrantes de toma pública.

- a).- Localización y justificación.

7.- Hidrantes de incendio.

Localización de acuerdo con el criterio conjunto de la Gerencia y -

###.....

Autoridades Municipales.

8.- Fuente de energía eléctrica.

- a).- Localización
- b).- Voltaje
- c).- Frecuencia.
- d).- Nivel de corto circuito.
- e).- Medición.

- 1.- Baja Tensión.
- 2.- Alta Tensión.

- f).- Carga trifásica máxima que se puede conectar a la red de distribución en baja tensión.
- g).- Potencia máxima a que se puede arrancar a tensión completa en el punto de utilización.
- h).- Tarifa

NOTA: Los levantamientos topográficos deben estar ligados y referidos a un mismo banco de nivel.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

QUIMICA DEL AGUA

ING. MIGUEL ANGEL ARCINIEGA TER-VEEN

1971

1972



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

Para el desarrollo de los proyectos y trabajos de la Ingeniería es necesario contar con datos previos y precisos. En el caso de la Ingeniería Sanitaria, es también necesario e imprescindible el tener - datos, entre los cuales deben de estar los que indiquen cual es la cantidad y la calidad del agua. La calidad del agua, para el caso del consumo humano es muy importante, ya que debe procurarse que el hombre beba agua de la mejor calidad posible, es decir potable y que, por lo -- tanto no dañe o altere su salud al consumirla.

Lo anterior se logra con el estudio de las fuentes por utilizarse y la aplicación de conocimientos de Física, Química y Bacteriología; esos conocimientos pueden aplicarse con toda la profundidad que - sea necesario. En este curso, llamado " Química del Agua " se verán -- las partes elementales fundamentales de las tres ciencias citadas.

A G U A

El compuesto agua está formado por dos elementos:

Hidrógeno y Oxígeno, dos partes del primero y una del segundo, su fórmula simple es H_2O . El agua químicamente pura, es decir donde sólo hubiera los elementos citados, no se conoce, porque una de las principales propiedades que tiene el agua es su gran poder disolvente.



1.

ALGUNAS PROPIEDADES DEL AGUA.

Propiedades Físicas.

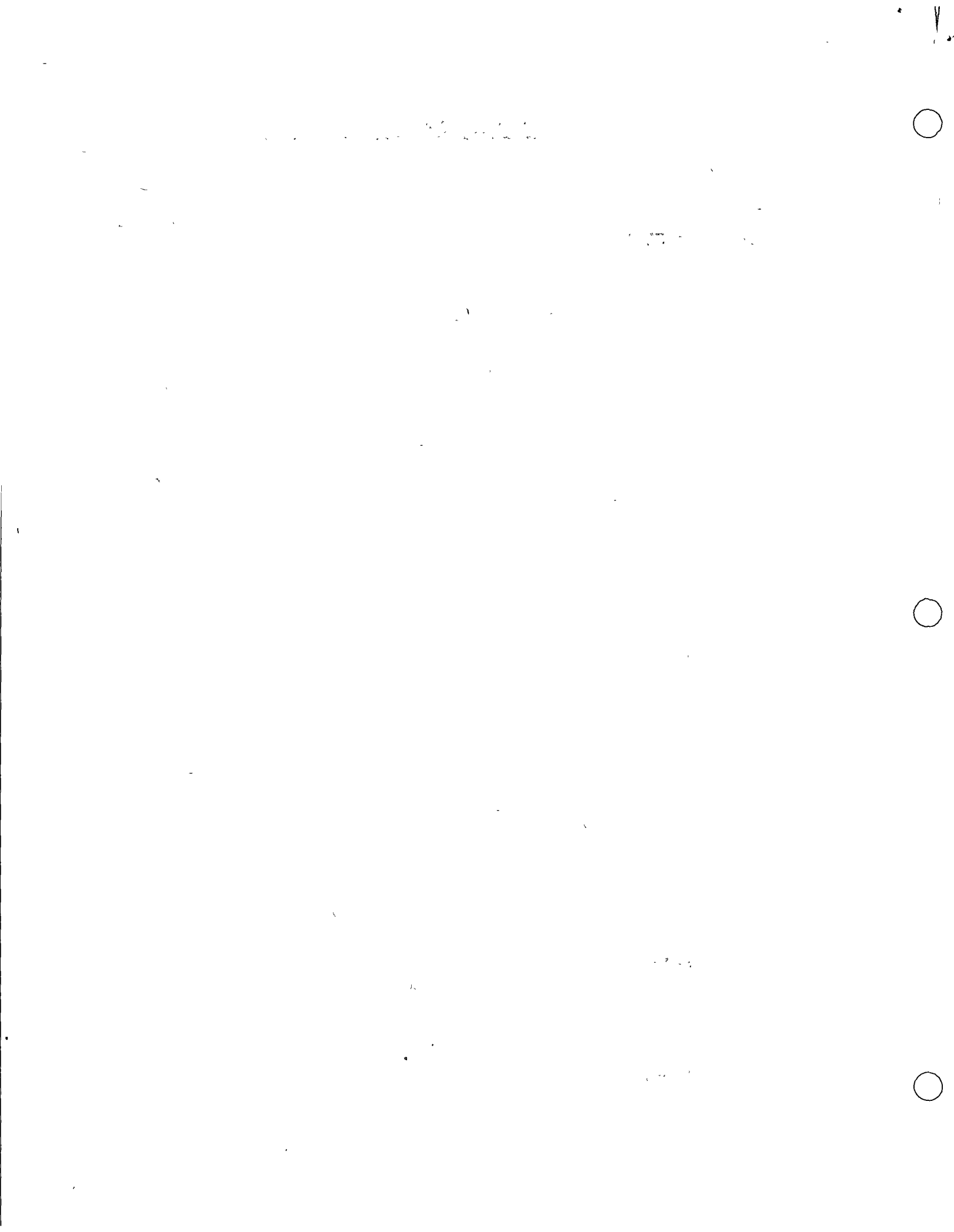
- 1.- Es un líquido incoloro, inodoro e insípido.
- 2.- Es un solvente universal.
- 3.- Se solidifica (punto de congelación) a 0°C
- 4.- Hierve (punto de ebullición) a 100°C a presión at mosférica de 760 mm. de mercurio.
- 5.- Peso específico igual a uno (un centímetro cúbico - pesa un gramo, a 4°C)
- 6.- Su calor específico es uno; es decir un gramo de agua requiere una caloría para que eleve su temperatura - 1°C .
- 7.- Es poco conductora de la corriente eléctrica.
- 8.- Características geométricas de la molécula de agua ,
supuesta en reposo:

Distancia entre los núcleos O-H = 0.958 \AA

Angulo HOH = $104^{\circ} 27'$

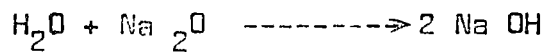
Distancia entre núcleos H-H = 1.513 \AA

Diámetro máximo: 2.12 \AA y mínimo de 1.55 \AA

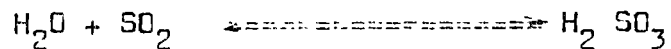
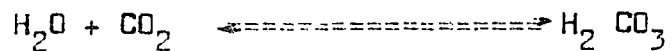


Propiedades Químicas.

- 1.- El agua es un compuesto estable, y necesita más de 2 200 °C para descomponerse.
- 2.- A altas temperaturas actua como oxidante.
- 3.- Al reaccionar con los óxidos forma hidróxidos.



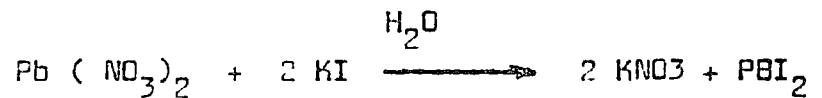
- 4.- Con óxidos no metálicos o anhídridos forma ácidos

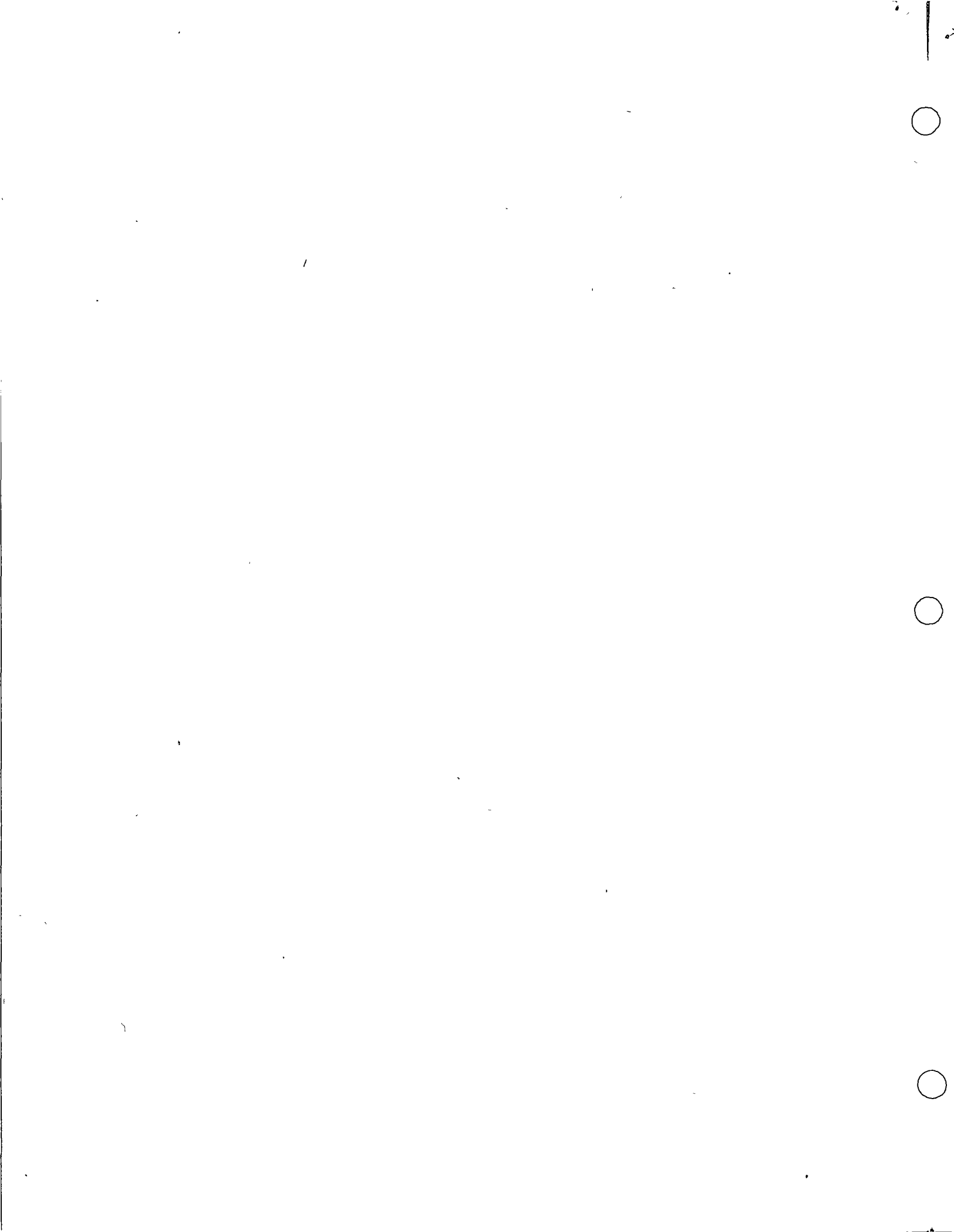


- 5.- Forma hidratos, ejemplo.



- 6.- Facilita las reacciones químicas, ejemplo:





IMPUREZAS DEL AGUA.

Por el poder disolvente de agua, no es de extrañar que las aguas naturales contengan muchos productos en solución y a diferente concentración. Las impurezas pueden clasificarse en tres categorías: a) gases disueltos, b) sales inorgánicas y productos inorgánicos disueltos y c) los mismos que el inciso anterior pero en suspensión.

Algunos de los gases que pueden encontrarse disueltos en el agua son: Oxígeno (O_2), bioxido de carbono (CO_2), ácido sulfhídrico (H_2S), metano (CH_4) y nitrógeno (N_2)

Los elementos o las sales orgánicas o inorgánicas que pueden encontrarse disueltas en las aguas son infinitos, por lo que sería ocioso enumerarlas. Pero, a fin de tener cierta clasificación se dirá que se consideran como sustancias incrustantes a la sílice -- (SiO_2), a óxidos de hierro y aluminio y a los compuestos de calcio y magnesio. Se consideran como no incrustantes a los compuestos de sodio y de otros elementos alcalinos, así como a las sustancias orgánicas. Se clasifican como sustancias corrosivas a los ácidos, los sulfatos de aluminio y hierro y el sulfato de magnesio en grandes cantidades y el oxígeno disuelto.

A lo anterior podría agregarse el grupo de elementos y sustancias tóxicas, de estos podría citarse a los nitratos, el cianuro, arsénico, cromo, bario, selenio, cadmio y muchos más.

La sustancia en suspensión también pueden ser muchas y muy variables, podrán citarse como de cierta importancia a las arcillas o barros, más cualquiera otras que se imaginen.



Algunos requisitos del agua potable

- 1.- Debe ser incolora y fresca, y libre de todo sabor u olor.
- 2.- Debe coser bien las legumbres y hacer espuma abundante con el jabón.
- 3.- Es conveniente que contenga cierta cantidad de sales - (medio gramo por litro) y aire en disolución.
- 4.- No debe contener bacterias ni otros gérmenes patógenos.
- 5.- Debe cumplir, en lo posible, con las normas nacionales de calidad.

1. The first part of the document is a list of names.

2. The second part of the document is a list of names.

3. The third part of the document is a list of names.

4. The fourth part of the document is a list of names.

5. The fifth part of the document is a list of names.

6. The sixth part of the document is a list of names.

7. The seventh part of the document is a list of names.

8. The eighth part of the document is a list of names.



TEORIA ATOMICA
NIVELES DE ENERGIA

La química y muchas ciencias más nacen con la aparición del hombre sobre la tierra. El hombre hizo "química" al escoger plantas, raíces y frutas de sabor agradable, al usar el fuego. Al aplicar el fuego hizo vasijas de barro, "idolitos" y muchos objetos más; esto ya era muy adelantado. Para ubicar un primer período, el pueblo chino 3 000 años antes de nuestra Era fabricaba pólvora, papel, tintas, objetos de porcelana y muchas cosas más.

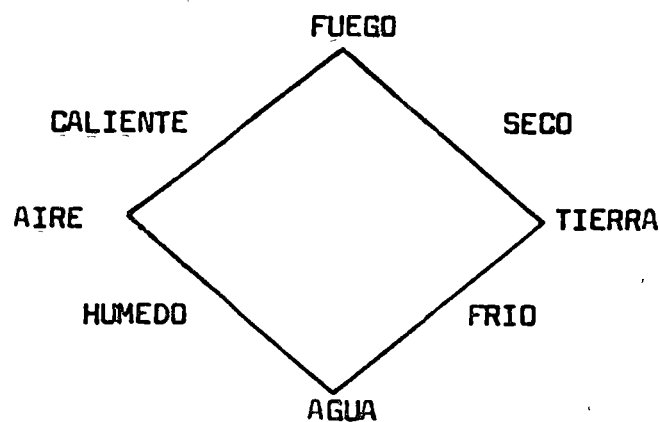
Los egipcios, ya sabían obtener vidrio, oro, plata, cobre, - substancias colorantes de origen animal y vegetal, y, sobre todo y - lo más notable, las substancias para embalsamar a sus muertos. Aprovechaban los limos-fertilizantes- del rio Nilo.

Los griegos, además de aprovechar las substancias de su época, por medio de sus sabios dieron a conocer técnicas sobre muchos aspectos y ciencias y formularon teorías sobre la constitución de la materia. Los más notables fueron, Tales de Mileto, quien 600 años antes de nuestra era, afirmó que la substancia fundamental era el AGUA. Anaxímenes al mismo tiempo sostuvo que era el aire. Un siglo después, - Heráclito consideró al fuego como el principal de los " elementos ".- Empédocles consideró a la tierra, el agua, el fuego y el aire como -- los principales elementos.

Sin embargo, la Teoría excepcional fué la de Leucipo y su -- discípulo Demócrito, pues consideraban que la materia era una concentración de partículas invisibles llamados Atomos.

Finalmente, Aristóteles, haciendo suya la teoría de Empédocles atribuyó 4 propiedades fundamentales: Húmedo, seco, frío y ca -- liente.





Período de la alquimia

Del año 300 a 1,550 este arte se practica en oriente y occidente, la meta principal de él era la transmutación de cualquier metal en oro.

Lo anterior pretendían hacerlo por medio de una " Piedra Filosofal". También pretendían hallar o encontrar el elixir de la vida con el fin de conservar la salud y la vida eterna.

Al final de cuentas su trabajo fué valioso para la ciencia, pues ensayaron todas las sustancias conocidas en aquella época y descubrieron el antimónio, el arsénico, el bismuto, el fósforo, el cinc, muchos ácidos y procedimientos de destilación, cristalización, fundición y aleación de metales.

--- Período de la Iatroquímica

Del año 1 550 a 1 650. Propiamente se deriva del estudio de los elementos y compuestos a los que atribuyen propiedades curativas. El representante más notable fué Paracelso, médico Suizo que inició en forma científica el empleo de sustancias para el tratamiento de enfermedades.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is mostly illegible due to fading and bleed-through.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is mostly illegible due to fading and bleed-through.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is mostly illegible due to fading and bleed-through.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is mostly illegible due to fading and bleed-through.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is mostly illegible due to fading and bleed-through.



Período del Flogisto.

Se desarrolla entre los años de 1,650 a 1,775, La teoría - del flogisto fué establecida principalmente por el Alemán Georg - -- Ernst Sthal. El dijo, erróneamente, que las sustancias combustibles y los metales contienen " Flogisto", por lo que, si se quema una substancia, sus cenizas pesan menos, debido a que el flogisto se desprendía durante la combustión.

Este período es importante porque esta teoría es el primer intento en la historia de la Química para explicar con espíritu científico las causas que producen los cambios en la naturaleza de las - substancias.

Período de la química moderna o cuantitativa.

Se inicia en el año de 1,775. Corresponde al químico AN -- TOINE LAURENT LAVOISIER marcar el comienzo de la química moderna al establecer su Ley de la Conservación de la Materia, que dice: " La - materia ni se crea ni se pierde en los cambios químicos."

Esta Ley fué el resultado de experimentos precisos que realizó con el AUXILIO DE LA BALANZA para explicar correctamente el fenómeno de la combustión.

Uno de sus experimentos fué el siguiente:

Colocó una lámina de estaño dentro de una matraz, lo selló y lo pesó en la balanza; después lo calentó hasta que la lámina de - estaño se transformó en un polvo blanco. Volvió a pesar el matraz -- comprobando que su peso era el mismo. Con cuidado rompió el sello y-



notó que entraba aire al matraz. Pensándolo nuevamente observó su aumento de peso. Lavoisier comprendió que este aumento de peso se debía a que parte del aire que tenía inicialmente el matraz se había combinado con la lámina de estaño.

MATERIA. ENERGIA. ESTRUCTURA ATOMICA.

Materia: Es todo lo que ocupa un lugar en el espacio y tiene peso. Sus variedades son infinitas.

Substancia: Es una clase de materia que presenta características y propiedades que las distinguen de otras. Por ejemplo, el agua como substancia es diferente al alcohol.

Cuerpo: Porción de materia que tiene forma y tamaño propio: Piedra, árbol, caballo.

Las propiedades generales de la materia son:

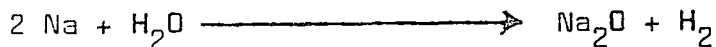
Extensión o volumen, peso, inercia, impenetrabilidad, porosidad, divisibilidad y elasticidad.

Propiedades Físicas:

Color, olor, sabor, peso específico, temperaturas de fusión y de ebullición, dureza, conductibilidades para el calor y la electricidad.

Propiedades Químicas:

Se refiere al comportamiento de las substancias cuando entran en contacto con otras, y a los cambios que pueden sufrir en su naturaleza por la acción de la luz solar, el calor y la electricidad; por ejemplo: combustión; fotosíntesis, etc.



1

○

○

○

Fenómeno Físico: Es un cambio en el cual la substancia original no se transforma en otra o más substancias; ejemplo: el vapor de agua sigue siendo agua; el hierro pulverizado sigue siendo hierro.

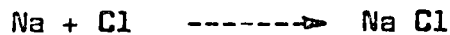
Fenómeno Químico: Es el cambio por el cual la substancia original se transforma en nuevas substancias, por ejemplo: La combustión termina en cenizas, CO_2 más otras substancias que pueden desprenderse.

Si el cuerpo está constituido de la misma clase de substancias es HOMOGENEO; sino, es HETEROGENEO.

Como la materia es divisible, puede llegar a fragmentarse hasta obtener moléculas o átomos dependiendo del tipo de fragmentación.

Una MOLECULA es la partícula más pequeña que conserva las mismas características y propiedades de la substancia de la cual forma parte.

El ATOMO es la porción mínima de un cuerpo simple, que puede combinarse con otros átomos.



ELEMENTO es una substancia simple, que químicamente ya no puede descomponerse en otra, (físicamente sí). Los átomos de un mismo elemento son iguales. Las combinaciones y mezclas de los elementos hacen todas las substancias de la tierra y el universo.

1950
1951
1952

1953
1954
1955

1956
1957

1958
1959

1960
1961

1962
1963

1964
1965
1966
1967
1968
1969
1970

Los estados físicos de la materia son sólido, líquido y gaseoso.

Cada uno de esos estados depende de varios factores:

- 1.- Las moléculas, al agregarse o juntarse para formar los cuerpos, dejan entre ellas espacios intermoleculares.
- 2.- Las moléculas y átomos se atraen por una fuerza de cohesión.
- 3.- Las moléculas y átomos están en continuo movimiento, por lo que también hay una fuerza de repulsión.
- 4.- La temperatura y la presión afecta el estado en que se encuentra la materia.

Diferencia entre Gas y Vapor:

Un gas conserva su estado físico a la temperatura y presión ordinaria.

El vapor se produce con temperaturas y presiones que no son ordinarias.

1



227
1000
1000

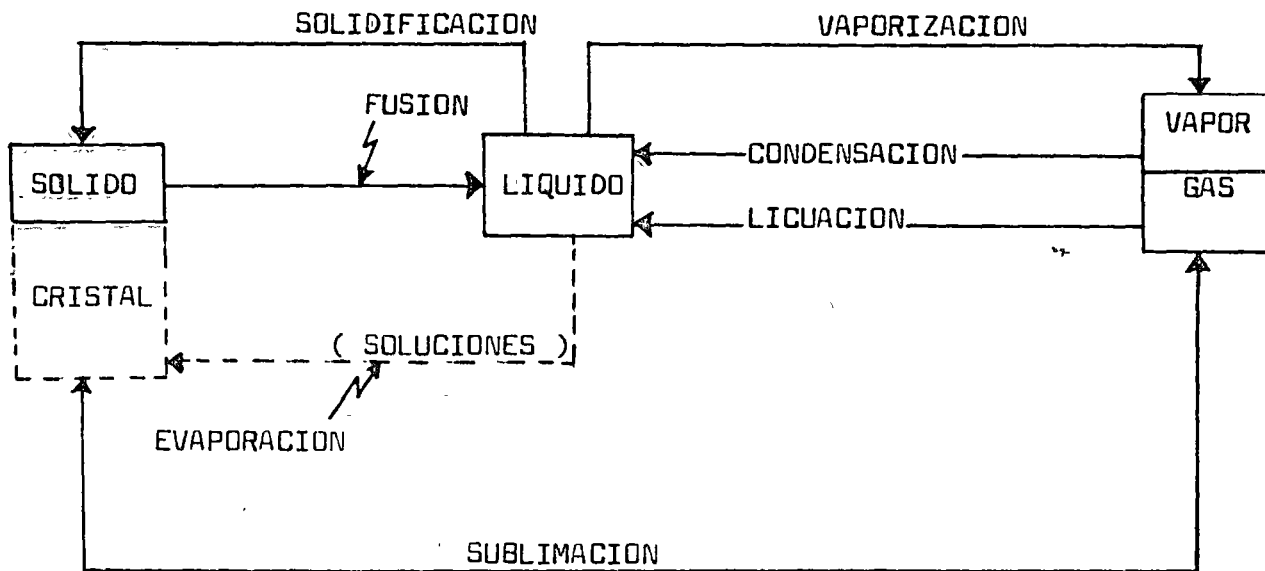
1000



1000

1000





Todos los fenómenos que sufren la materia, ya sean físicos o químicos, para producirse necesitan de ENERGIA en alguna de sus formas.

ENERGIA .

Es la capacidad para hacer trabajo, y tiene diversas formas: mecánicas, calorífica, luminosa, eléctrica, química, etc.

Por lo que se refiere a la energía química, está contenida en cada sustancia, y cuando se producen reacciones químicas pueden convertirse en energía luminosa o eléctrica.

Energía Potencial: Es la que tiene un cuerpo por su estado o posición cuando es capaz de efectuar un trabajo, ejemplo: resorte comprimido, piedra suspendida de un hilo; el agua de una presa. Es decir en un momento dado pueden desarrollar un trabajo.

17



Technical drawing showing a mechanical assembly with various components and dimensions. The drawing includes a main rectangular frame, a diagonal member, and several smaller rectangular and circular parts. Dimensions are indicated by lines and numbers throughout the drawing.



Energía cinética: Es la fuerza que tiene un cuerpo cuando - está en movimiento. Ejemplo: piedra que cae; automovil que circula, - la corriente de un río etc.

Ley de la conservación de la energía:

" La energía no puede ser creada o destruida, únicamente cam
bia de una forma a otra".

CONCEPTOS DE ATOMO.

Después de Leucipo y Demócrito, John Dalton vuelve a afirmar que las substancias están formadas por ATOMOS, esto fue en 1808.

Su teoría decía:

1.- La materia está constituida por átomos o partículas indi
visibles.

2.- Los átomos de un mismo elemento son iguales en tamaño, -
forma y peso, por lo que son totalmente diferentes a los átomos de ---
otros elementos.

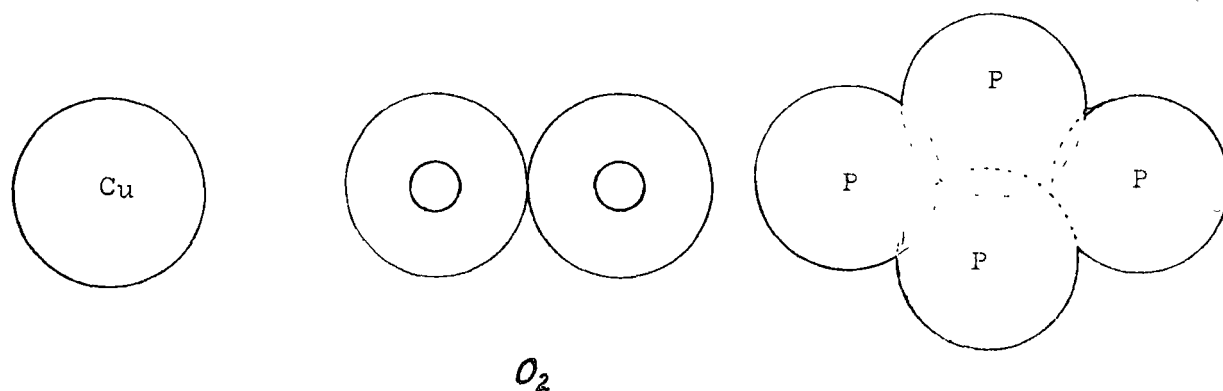
3.- Los átomos de la mayoría de los elementos se unen con --
los átomos de otros elementos.

4.- Los átomos conservan una unidad en todos los fenómenos -
químicos.



Esta teoría en su base, sigue siendo válida, pues explica leyes fundamentales de la química.

Los átomos al unirse forman las moléculas de los elementos y de las sustancias: la molécula de cobre tiene un átomo, la de oxígeno dos, la del agua tres, la del azúcar 45, y hay moléculas complejas que tienen cientos de átomos. Los átomos no tienen forma definida; esquemáticamente se han representado como esferas sólidas.



Actualmente se ha comprobado que el átomo está constituido por partículas elementales: PROTONES, NEUTRONES Y ELECTRONES.

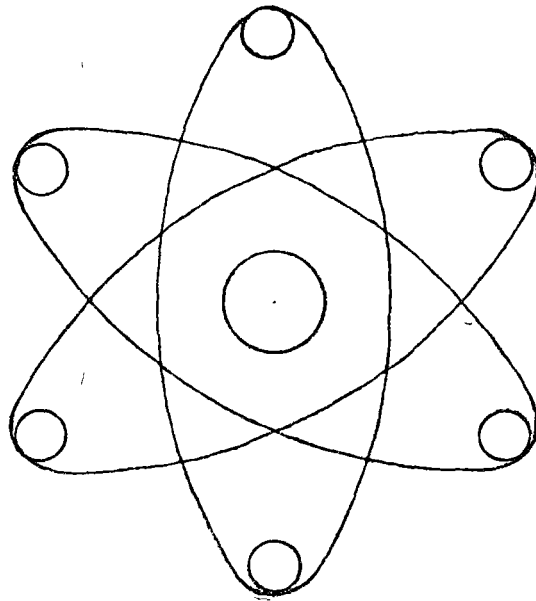
Las partículas se descubrieron gracias a las observaciones de Bequerel en 1882 y los Curie en 1898

En 1911 Rutherford creyó que el átomo tenía un núcleo central y electrones.

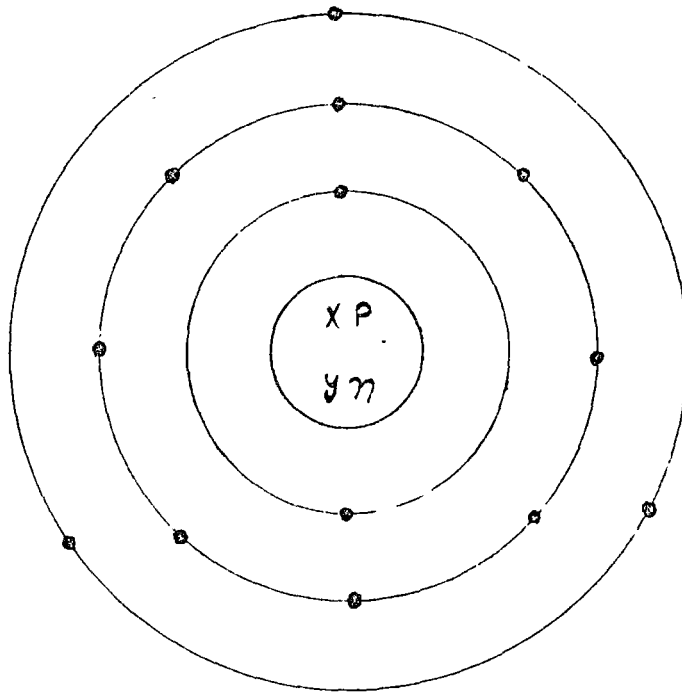


S





En 1913 Niels Bohr dijo que si fuera posible ver un átomo, éste parecería un sistema solar en miniatura.



CONCEPTO MODERNO DEL ATOMO

Es una partícula extremadamente pequeña, que presenta un -- núcleo, alrededor del cual giran uno o más electrones.

V



El núcleo del átomo está constituido por Protones y Neutrones y es la parte pesada del átomo.

El peso de un neutrón es prácticamente igual al que tiene un protón.

El electrón tiene un peso insignificante (1837 veces menos que un protón.)

El protón tiene una carga eléctrica positiva (+1), el neutrón tiene una carga de cero y el electrón una carga negativa (-1)

Los átomos de cada elemento contienen el mismo número de -- protones y electrones; manteniendo esta condición, son eléctricamente neutros.

El número de neutrones es variable hasta en los átomos del mismo elemento.

V

1944-1945
1946-1947



1948-1949

1950-1951

1952-1953

1954-1955



PARTICULAS EN LOS ATOMOS

| PARTICULAS | SIMBOLOS | CARGA ELECTRICA | LOCALIZACION EN EL ATOMO |
|------------|----------|-------------------|--------------------------|
| PROTON | p + | POSITIVA + 1 | EN EL NUCLEO |
| NEUTRON | n \pm | NEUTRA 0 | EN EL NUCLEO |
| ELECTRON | e - | NEGATIVA - 1 | FUERA DEL NUCLEO |

DISTRIBUCION DE LOS ELECTRONES EN LOS ATOMOS

Actualmente se supone que los electrones giran alrededor del núcleo siguiendo trayectorias variables, de modo que parecen formar -- una nube; para este caso, se considerará que los electrones están en -- capas o niveles de energía de los átomos.

El átomo de hidrógeno tiene únicamente un nivel de energía, - y el de uranio tiene siete.

Por conveniencia, los niveles de energía se designan con le- tras, K al más cercano al núcleo y así sucesivamente hasta Q.

EL MAXIMO NUMERO POSIBLE DE ELECTRONES EN CADA NIVEL DE ENER- GIA ES EL DOBLE DEL CUADRADO DE SU NUMERO.

$$n.m.e. = 2 n^2$$

n = nivel de energía.



ESTO ES VALIDO HASTA EL NIVEL N 6 CUARTO, Y TIENE EXCEPCIONES

Los niveles Q y P tienen un número variable y Q ocho electrones como máximo.

NUMERO ATOMICO

El número de protones en el núcleo de un átomo se llama Número Atómico. Ejemplo: el aluminio tiene 13 protones, por lo tanto su número atómico es 13

ESTE DATO ES IMPORTANTE PORQUE DETERMINA EL NUMERO Y DISTRIBUCION DE LOS ELECTRONES ALREDEDOR DEL NUCLEO. UNA VEZ QUE SE HAN DISTRIBUIDO LOS ELECTRONES EN LAS CAPAS INTERIORES DEL ATOMO DE UN ELEMENTO, SE SUMAN, Y EN SU ULTIMA CAPA EL NUMERO DE ELECTRONES ES EL QUE FALTE PARA IGUALAR SU NUMERO ATOMICO, EL CUAL EN NINGUN CASO EXCEDERÁ DE OCHO.

DIFERENCIA ENTRE ION Y ATOMO.

Un átomo que tiene el mismo número de protones y electrones es neutro. Si pierde electrones de una capa externa se convierte en un ion con carga eléctrica positiva, porque el número de protones excede el número de electrones; cuando el átomo gana electrones, el número de éstos supera al número de protones y el átomo pasa a ser un ion con cargas eléctricas negativas.

ISOTOPOS.

Son átomos que tienen el mismo número atómico, pero diferentes pesos atómicos.

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

1950

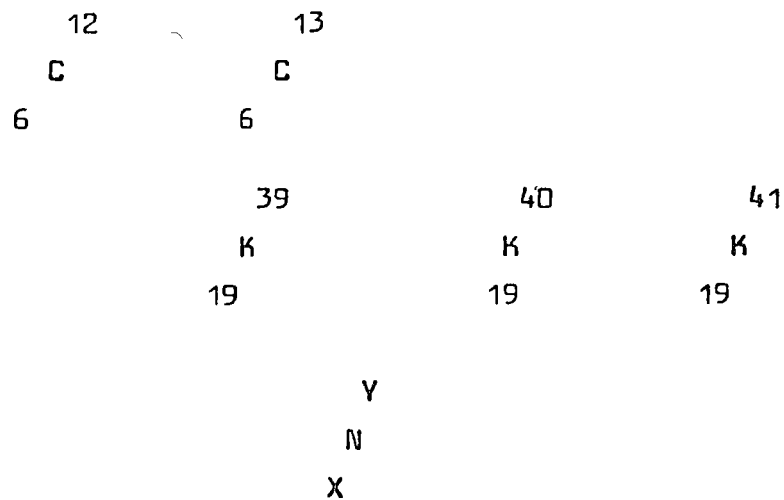
1950

1950

1950

Los pesos atómicos de los elementos son exáctos, pero no son números enteros. Por ejemplo, el cloro tiene número atómico de 17 y peso atómico de 35.5. Estos datos no indican que tengan 18 1/2 protones y 17 neutrones; en menor proporción átomos de cloro con 17 protones y 20 neutrones, el promedio de los pesos atómicos de sus isótopos es de 35.5

Los isótopos se representan de la siguiente manera:



X = Número atómico

Y = Peso atómico

N = Elemento

CONCEPTO CUANTICO ONDULATORIO DEL ATOMO

Tomando en cuenta la teoría de la mecánica ondulatoria, de la mecánica cuántica y de la relatividad de Einstien

The first part of the document
 discusses the general principles
 of the system and its
 objectives. It also outlines
 the scope of the project and
 the roles of the various
 participants. The second part
 describes the methodology used
 in the study, including the
 data collection and analysis
 techniques. The third part
 presents the results of the
 study and discusses their
 implications. Finally, the
 document concludes with a
 summary of the findings and
 recommendations for future
 research.



EL ELECTRON PUEDE ESTAR DENTRO DE UN ESPACIO QUE RODEA AL NUCLEO SIN QUE SE PUEDA DEFINIR SU POSICION, TRAYECTORIA O VELOCIDAD DENTRO DEL ATOMO.

Si fuera posible marcar con puntos las posiciones que tiene el electrón en cada instante o unidad de tiempo, se tendría una especie de nube electrónica, espesa en unas regiones y tenue en otras.

La zona ocupada por la nube electrónica se llama Región Espacio Energetica de Manifestación Probabilística Electrónica (reempe), porque en ella existe mayor probabilidad de encontrar el electrón. Esta región-espacio también recibe el nombre de Orbital.

Las regiones o (reempes) de cada electrón, se caracterizan por medio de cuatro números denominados cuánticos; n, l, m y s.

n es el número cuántico principal que se relaciona con la magnitud del volumen o tamaño ocupado por la reempe que designa la distribución de los electrones en los niveles de energía por medio de valores enteros y positivos.

l es el número cuántico que está relacionado con la forma de la reempe donde se localiza un electrón.

m es el número cuántico por orientación. También es llamado número cuántico magnético.

s significa giro del electrón y se le llama spin. Los valores de este número son $+\frac{1}{2}$ y $-\frac{1}{2}$ y se representa también con las flechas \uparrow / \downarrow



El modelo moderno del átomo fue diseñado por Dirac Jordan, y se representa como una estructura con un núcleo en su centro, el cual constituye la masa y la carga positiva del átomo. En la vecindad del núcleo se encuentran las reempes con cargas negativas que se determinan por medio de los cuatro números cuanticos citados.



CONFIGURACIONES ELECTRONICAS EN LOS NIVELES DE ENERGIA Y
SUBNIVELES DE LOS ATOMOS.

| NUCLEOS DE ENERGIA | SUBNIVELES | NUMERO POSIBLE DE ELECTRONES EN LOS SUBNIVELES | REPRESENTACION | NUMERO TOTAL DE ELECTRONES EN EL NIVEL DE ENERGIA. |
|--------------------|------------|--|---|--|
| K | 1S | 2 | 1S ² | 2 |
| L | 2S | 2 | 2S ² 2P ⁶ | 8 |
| | 2P | 6 | | |
| M | 3S | 2 | 3S ² 3P ⁶ 4S ² 3d ¹⁰ | 18 |
| | 3P | 6 | | |
| | 4S | 2 | | |
| | 3d | 10 | | |
| N | 4P | 6 | 4P ⁶ | 32 |
| O | 5S | 2 | 5S ² 4d ¹⁰ 5p ⁶ 6S ² 4f ¹⁴ 5d ¹⁰ | 32 |
| | 4D | 10 | | |
| | 5P | 6 | | |
| | 6S | 2 | | |
| | 4f | 14 | | |
| | 5d | 10 | | |
| P | 6P | 6 | 6p ⁶ | 18 |
| Q | 7S | 2 | 7S ² 5f ¹⁴ 6d ¹⁰ 7p ⁶ | 8 |
| | 5f | 14 | | |
| | 6d | 10 | | |
| | 7p | 6 | | |



ELEMENTOS Y TABLA PERIODICA.

La Química conoce actualmente 92 elementos naturales, y contando los elementos artificiales obtenidos en laboratorios de investigación nuclear, suman 106

SIMBOLOS. Por conveniencia desde la época de los alquimistas se han empleado símbolos para representar a cada uno de los elementos y sus compuestos.

El sistema actual de nomenclatura fue inventado en 1812 por Juan Jacobo Berzelius. Consiste en representar el elemento con la primera letra mayúscula de su nombre que generalmente es el latino (o en griego). Como varios elementos tienen la misma inicial, se agrega otra letra minúscula para formar su símbolo.

Distribución de los elementos en la corteza terrestre:

| | | | |
|----------|--------|------------|-------|
| Oxígeno: | 49.2 % | Calcio: | 3.4 % |
| Silicio: | 25.7 % | Sodio : | 2.5 % |
| Aluminio | 7.4 % | Potasio: | 2.5 % |
| Hierro: | 4.7 % | Los demás: | 4.6 % |

Símbolos de los elementos de mayor importancia para este curso, Aluminio (Al); Antimonio (Stibium) Sb; Arsénico (As); Azufre (Sulfur) S; Bario (Ba); Bismuto (Bi); Boro (B); Bromo (Br); Cadmio (Cd) Calcio (Ca); Carbono (C); Cloro (Cl); Cobalto (Co); Cobre (Cuprum) Cu; Cromo (Cr) Estaño (Stannum) Sn; Estroncio (Strontium) Sr; Hierro (Ferrum) Fe; Flúor (F); Fósforo (Phosphorus)

1



P; Helio (He); Hidrógeno (H); Litio (Li); Magnesio (Mg); Manganese (Mn); Mercurio (Hidrargyryus) Hg; Neon (Ne); Niquel (Ni); Nitrogeno (N); Oro (Aurum) Au; Oxígeno (O); Plata (Argentum) (Ag); Plomo (Plumbum) (Pb); Potasio (Kalium) (K); radio (Ra); Rubidio (Rb) ; Silicio (Si); Sodio (Natrium) (Na); Uranio (U); Yodo (iodes) - - (I); Zinc (Zn)

METALES Y NO METALES.

En general los elementos se dividen en dos grupos: metales y no metales.

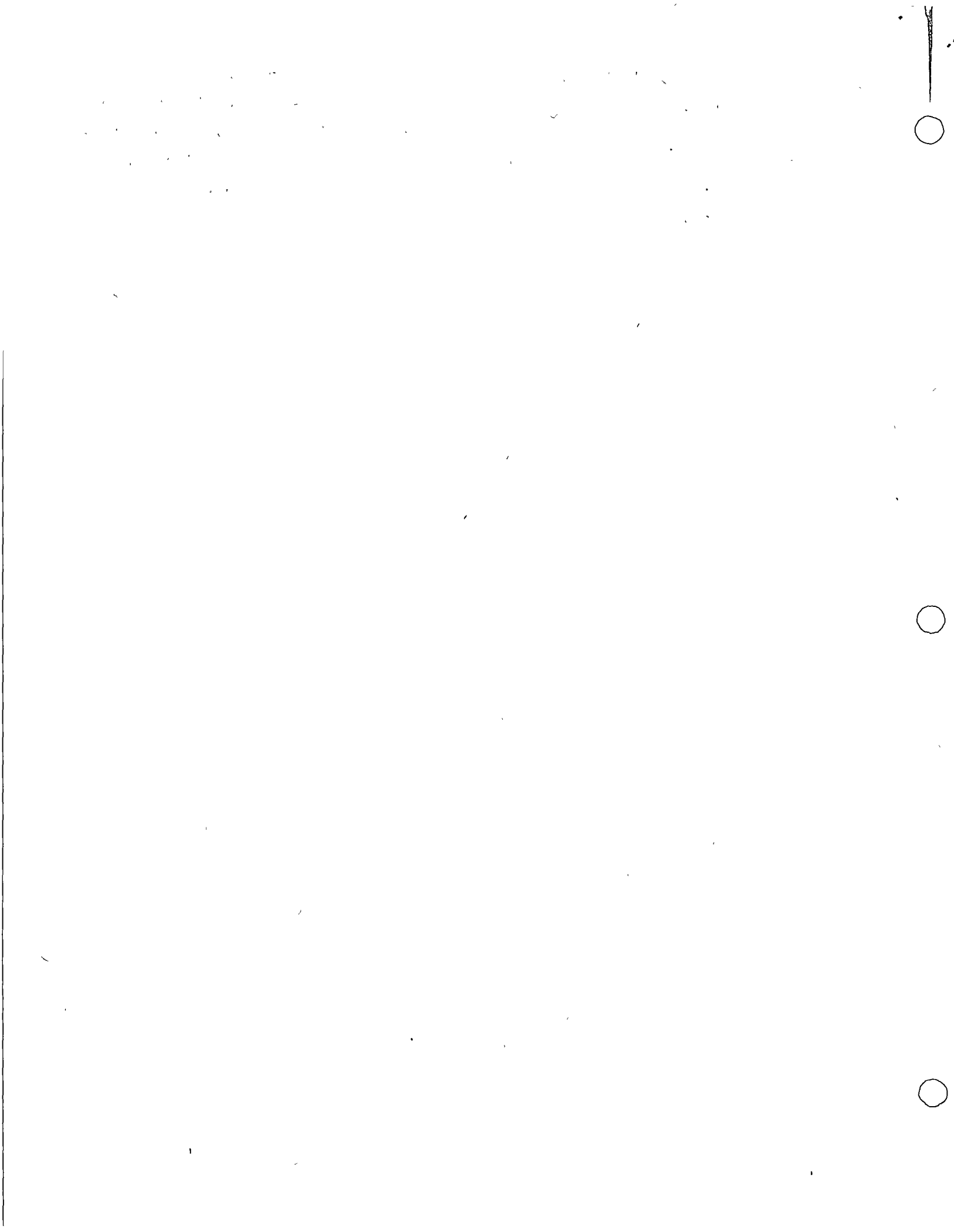
METALES:

Propiedades Físicas.

- 1.- Los metales son sólidos, excepto el mercurio.
- 2.- Todos los metales tienen su llamado " brillo metálico"-
- 3.- Casi todos pueden convertirse en láminas delgadas (maleabilidad)
- 4.- Pueden formar alambres (ductibilidad)
- 5.- Son buenos conductores de la electricidad y el calor.

Propiedades Químicas

- 1.- Los átomos tiene 1, 2 ó 3 electrones en su última capa.



2.- Ceden electrones formando iones positivos.

3.- En general, con los no metales forman sales; con el oxigeno óxidos, los cuales al reaccionar con el agua forman hidróxidos o bases.

NO METALES.

Propiedades físicas:

Hay sólidos y gaseosos. El único líquido es el bromo. No poseen brillo metálico; no son maleables ni dúctiles, y son malos conductores del calor y la electricidad.

Propiedades químicas:

1.- Los átomos de los metales tienen en su última capa 4 a 7 electrones.

2.- Tienen la tendencia a aceptar electrones convirtiéndose en iones negativos.

3.- Con los metales se combinan formando sales; con el oxigeno producen anhídridos, los cuales al reaccionar con el agua forman ácidos.

Casi el 75 % de los elementos son metales y el resto no metales.

Fórmula

Es la representación de una molécula empleando símbolos y subíndices.



Una fórmula simple es la del agua



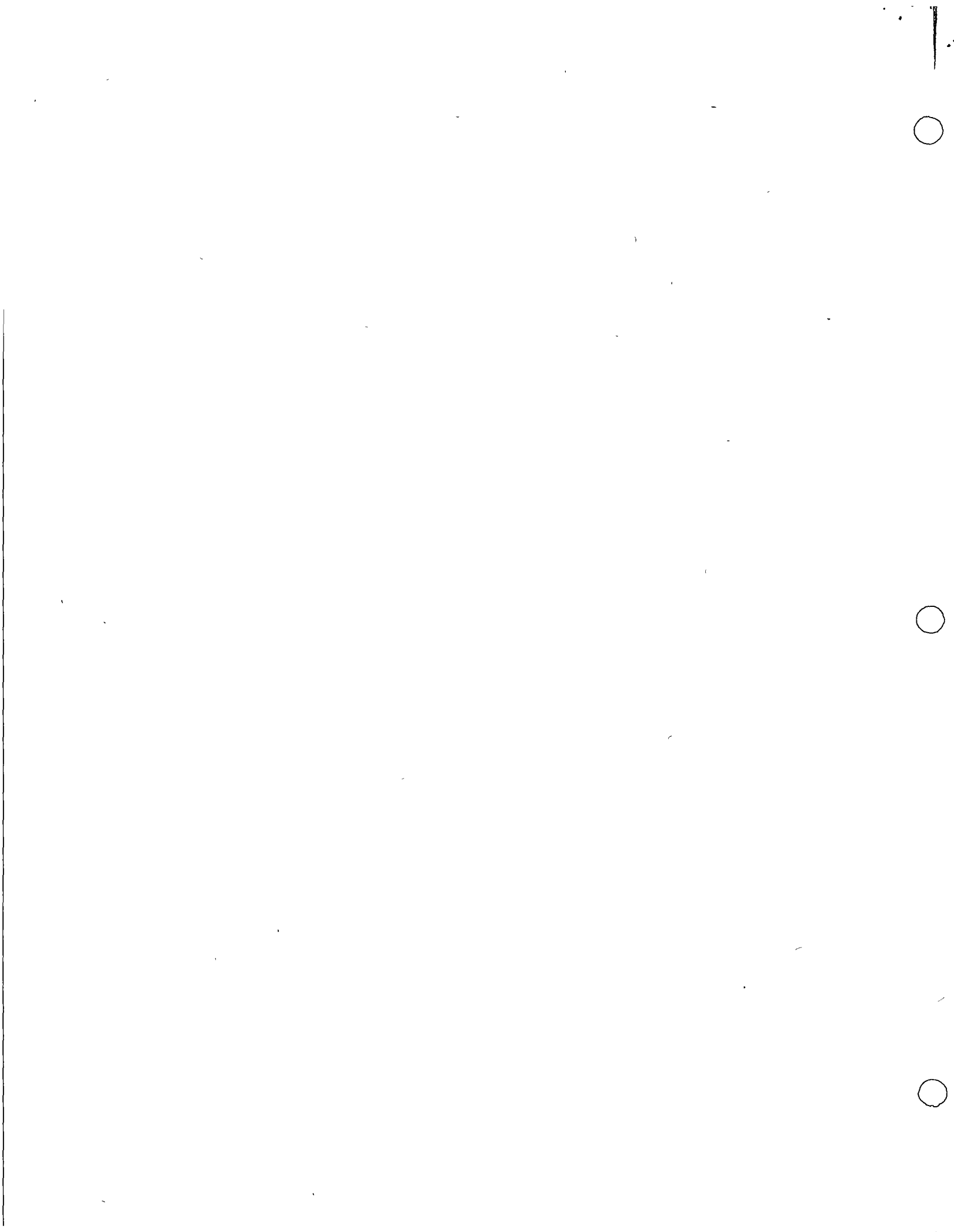
Muestra que su molécula está constituida por dos átomos de Hidrógeno y uno de Oxígeno.

El subíndice 1 y el coeficiente 1 no se escriben, $3 \text{H}_2\text{O}$ -- quiere decir 3 moléculas de agua, 6 átomos de hidrógeno y tres de -- oxígeno.

Valencia.

La valencia es un número que representa la capacidad de un elemento para combinarse en otros y formar compuestos químicos.

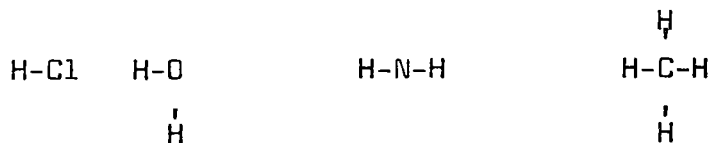
Para el hidrógeno se ha fijado la valencia +1, de ahí es -- posible deducir las valencias de otros elementos conociendo las fórmulas de su compuestos.



| Compuesto | Fórmula | # de átomos de H ₂ | Valencia |
|-------------------|------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| Acido clorhídrico | H Cl | 1 | -1 del Cl (monovalente) |
| Agua | H ₂ O | 2 | -2 del O (divalente) |
| Amoniaco | NH ₃ | 3 | -3 del N (trivalente) |
| Metano | CH ₄ | 4 | -4 del C (tetraivalente) |

Los números posibles para los elementos son del 1 al 7

En las fórmulas estructurales o gráficas cada valencia se representa con una raya.



Para escribir formulas es necesario MEMORIZAR los simbolos - y las valencias más comunes de elementos y radicales.

Radical.

Es un grupo de átomos que actúan con valencia propia como si constituyeran un solo átomo.



TABLA DE VALENCIAS DE ALGUNOS ELEMENTOS Y RADICALES IMPORTANTES.

| | MONOVALENTES | DIVALENTES | TRIVALENTES | TETRA VALENTES | PENTAVALENTES |
|------------------------------------|--|--------------------------------------|------------------------------|---------------------------|---------------|
| | + 1 | +2 | +3 | +4 | +4 |
| M E T A L E S | Cu oso | Ba Cd | Al Sb oso | | |
| | Li | Co oso | As oso | C | As ico |
| | Hg oso | Cu ico Sn oso | Co ico | Sn ico | Sb ico |
| | Ag | Sr Fe oso | Bi oso | Pb ico | Bi ico |
| | K | Mg | Fe ico | Si | |
| | Na | Hg ico Ni oso Pb oso Zn | Ni ico | | |
| | | -1 | -2 | -3 | -4 |
| NO METALES | Br Bromuros Cl Cloruros F Fluoruros I Yoduros | O Oxido S Sulfuro | N Nitruro P Fosfuro | C Carburo Si Siliciuro | |
| | -1 | -2 | -3 | | |
| R A D I C A L E S | NH ₄ ⁺ Amonio | | | | |
| | HCO ₃ Bicarbonato | CO ₃ Carbo- nato | | | |
| | HS Bisulfuro | CrO ₄ Crom <u>a</u> to | BO ₃ Borato | | |
| | ClO ₄ Perclorato | | | | |
| | ClO ₃ Clorato | Cr ₂ O ₇ | | | |
| | ClO ₂ Clorito | Dicro <u>m</u> mato | | | |
| | ClO Hipoclorito | SO ₄ | | | |
| | OH Hidróxido | Sulfa <u>t</u> to | PO ₄ Fosfa- to | | |
| | NO ₃ Nitrato | | | | |
| | NO ₃ Nitrito | SO ₃ Sulfi <u>t</u> to | | | |
| MNO ₃ Permangana- to | | | | | |



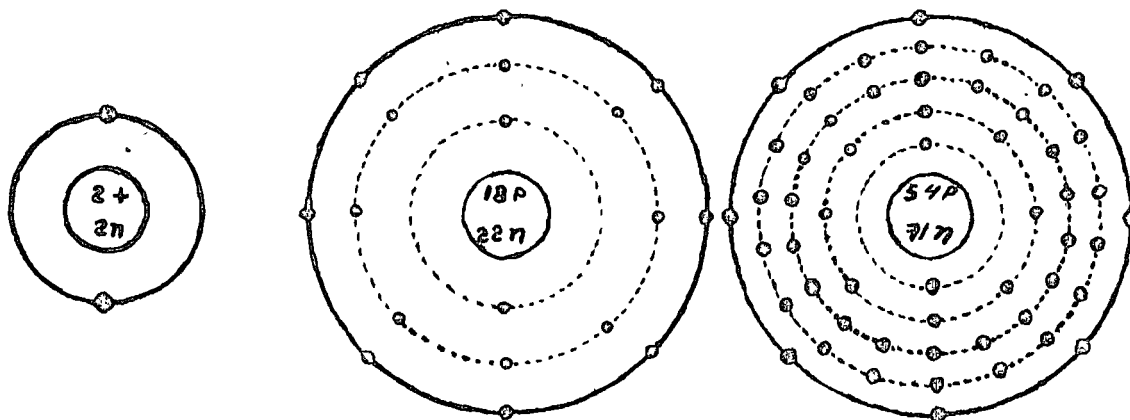
CONCEPTO MODERNO DE VALENCIA

La unión de los átomos depende del número de electrones que tiene en su última capa. Todos los átomos al formar compuestos tienden a tener ocho electrones en sus capas externas, ya sea que ganen o pierdan electrones.

VALENCIA ES EL NUMERO DE ELECTRONES GANADOS O PERDIDOS POR UN ATOMO DURANTE UN CAMBIO QUIMICO.

Gases Raros.

Sus capas o niveles exteriores de energía están completas, es decir tienen ocho electrones (excepto el He que tiene dos electrones). Estos elementos son He, Ne, Ar, Kr, Xe y Rn; por tener su configuración estable carecen de valencia y no forman compuestos.



He
Sin valencia

Ar
Sin valencia

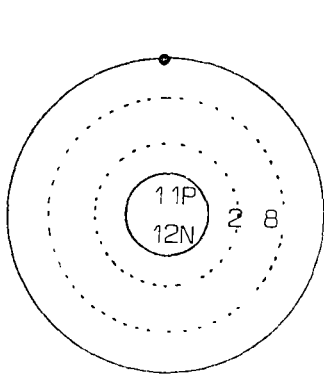
Xe
Sin valencia

1

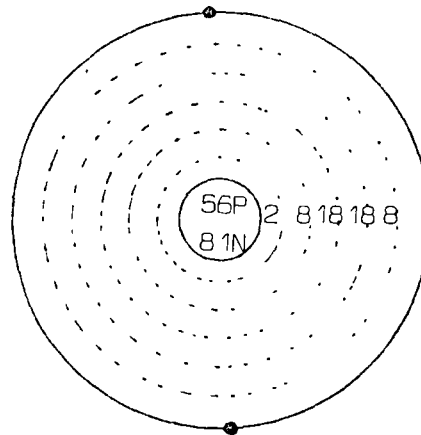


METALES

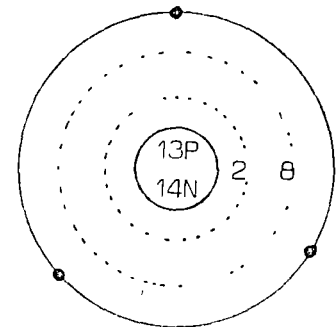
Son los elementos cuyos átomos tienen 1, 2 ó 3 electrones en su capa externa los cuales representan el número de sus valencias positivas y las ceden al formar compuestos



Na
+1



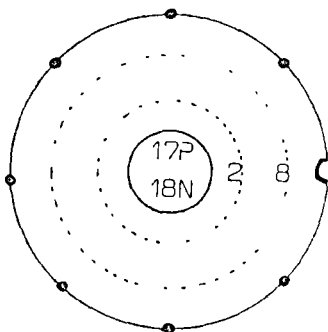
Ba
+2



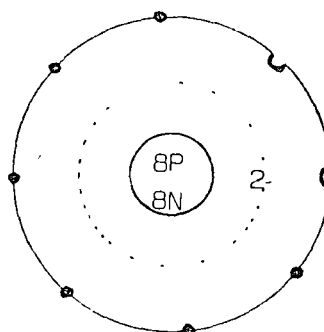
Al
+3

NO METALES

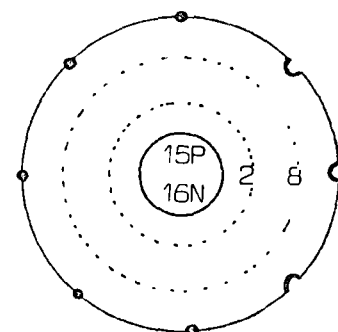
Tienen 5, 6 ó 7 electrones en la última capa, por lo tanto las valencias que les corresponde son -3, -2 ó -1 o sea los electrones que pueden aceptar para completar ocho al constituir compuestos.



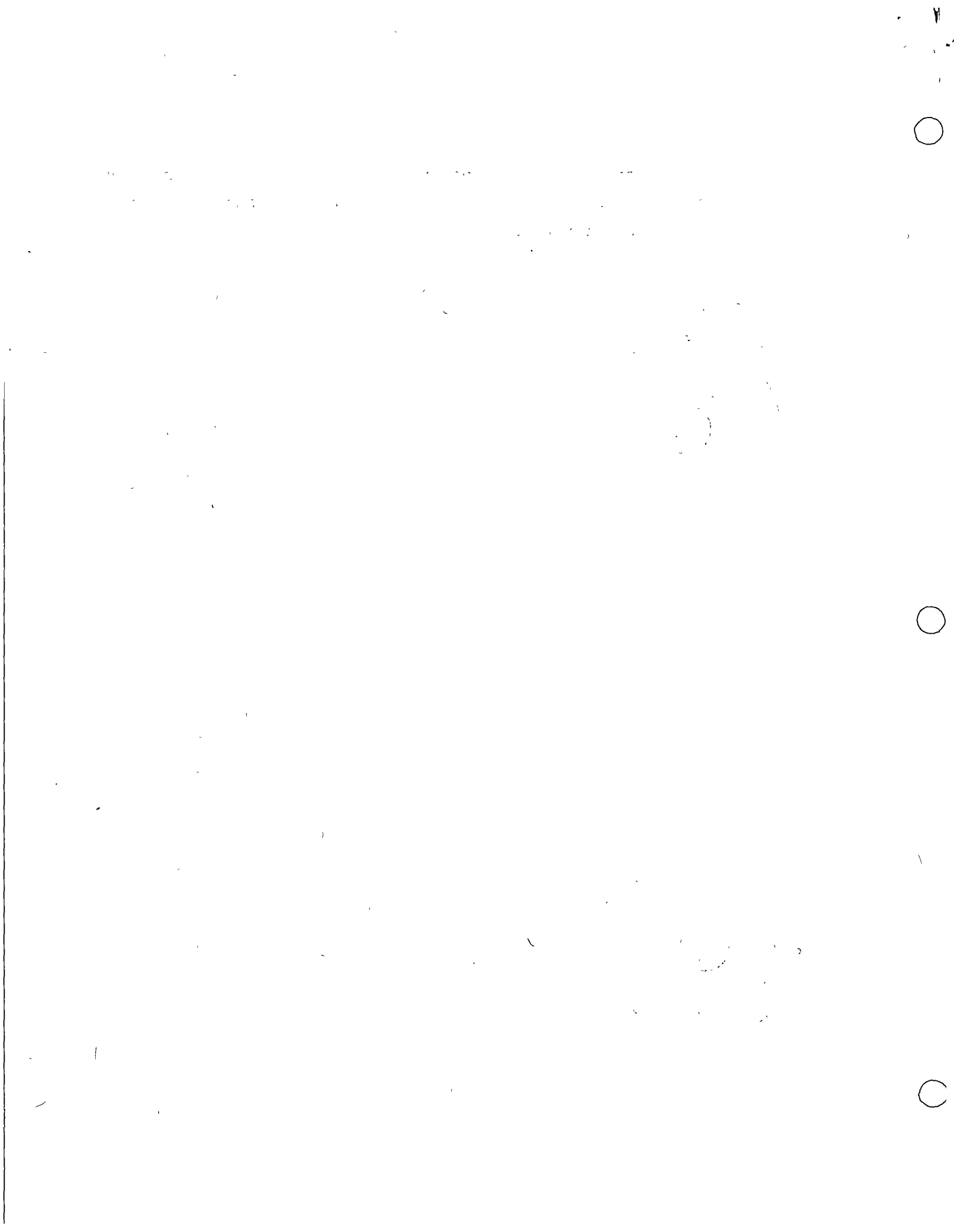
Cl
-1



O
-2

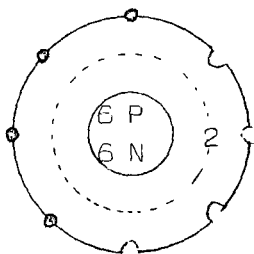


P
-3

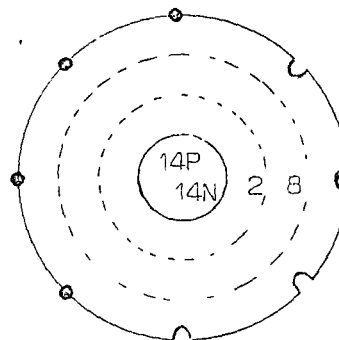


ELEMENTOS ANFOTERICOS

Estos elementos son los que tienen 4 electrones en su capa más externa, por lo que pueden actuar como metales y no metales, según el carácter del elemento con el cual se combinan.



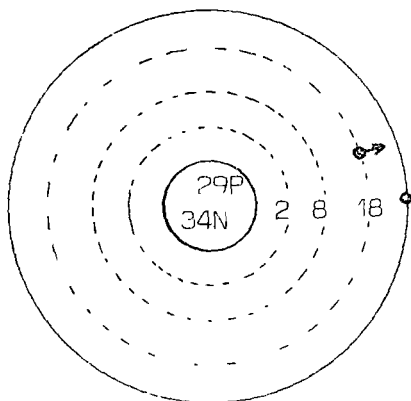
C
4



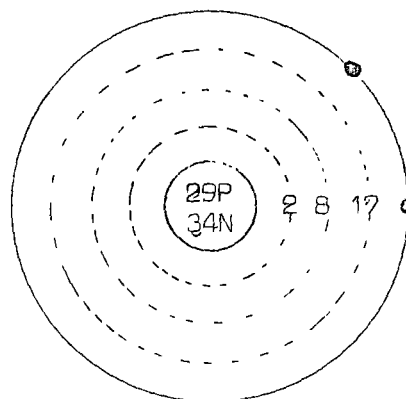
Si
4

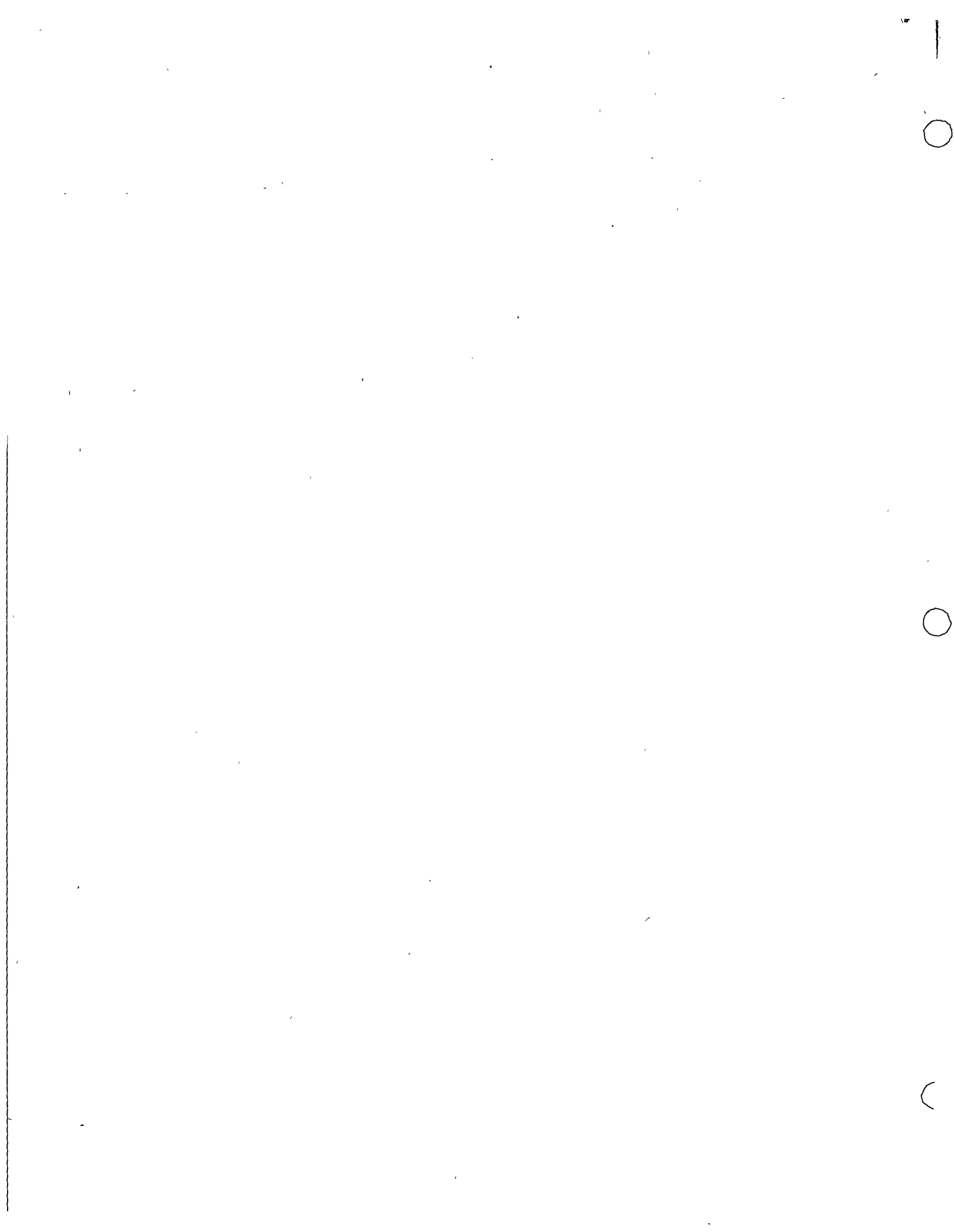
VALENCIA VARIABLE

Algunos elementos como el Fe, el Hg, el Cu y el S tienen valencia variable, esto se debe a que, bajo ciertas condiciones, un electrón de su penúltima capa pasa a la última.



Cu

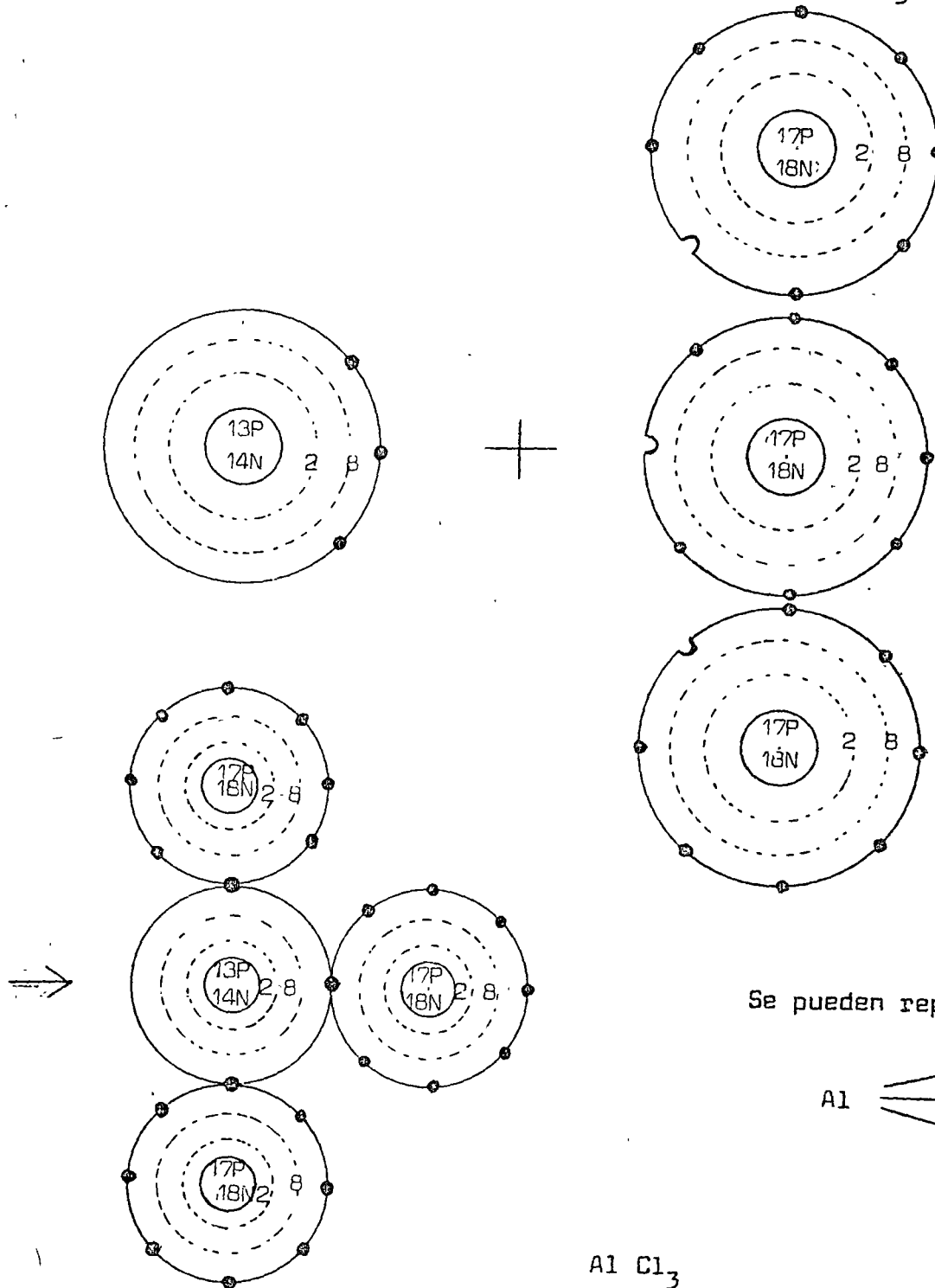
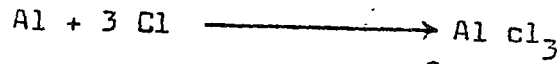


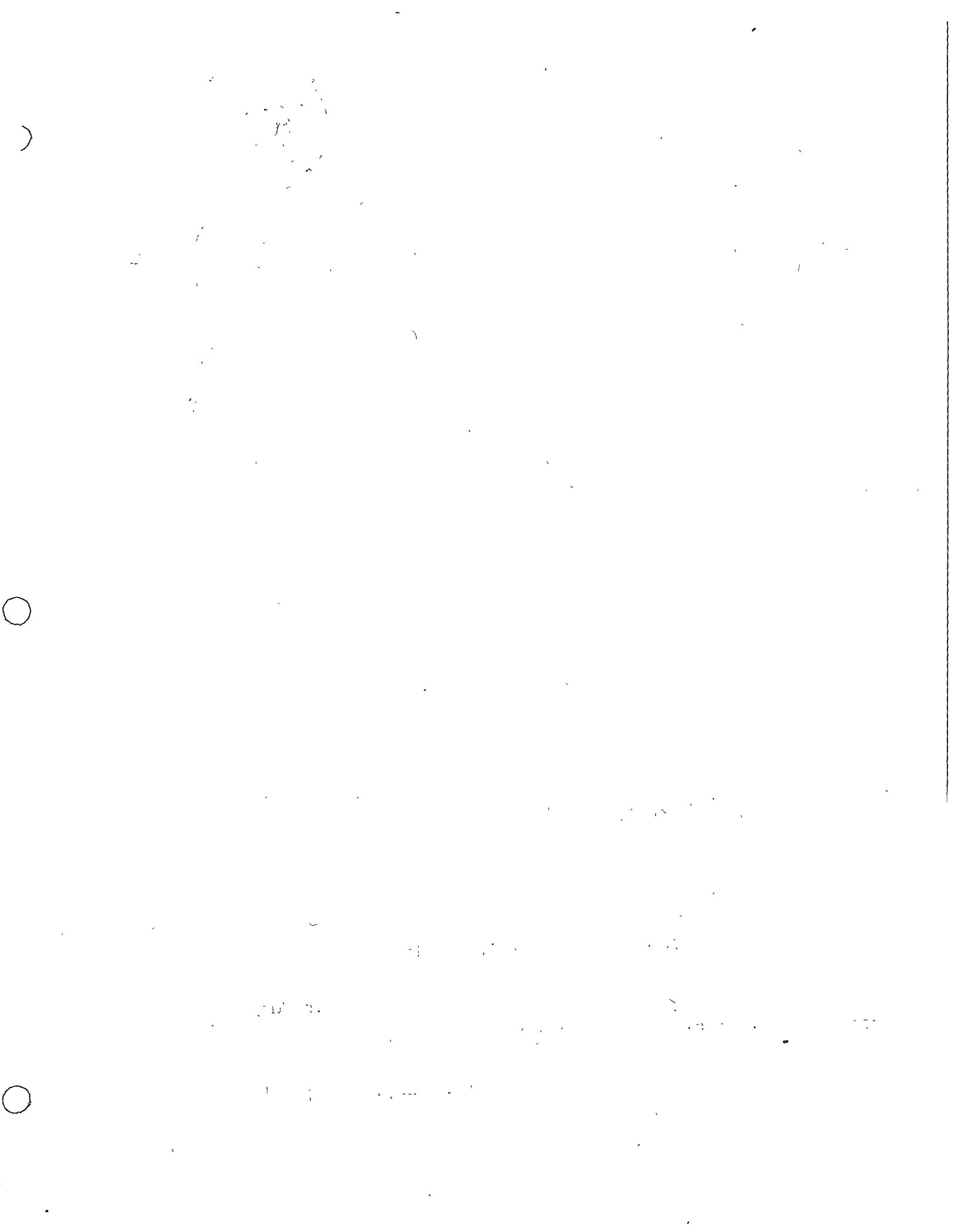


ENLACES

Enlace ionico o por electrovalencia.

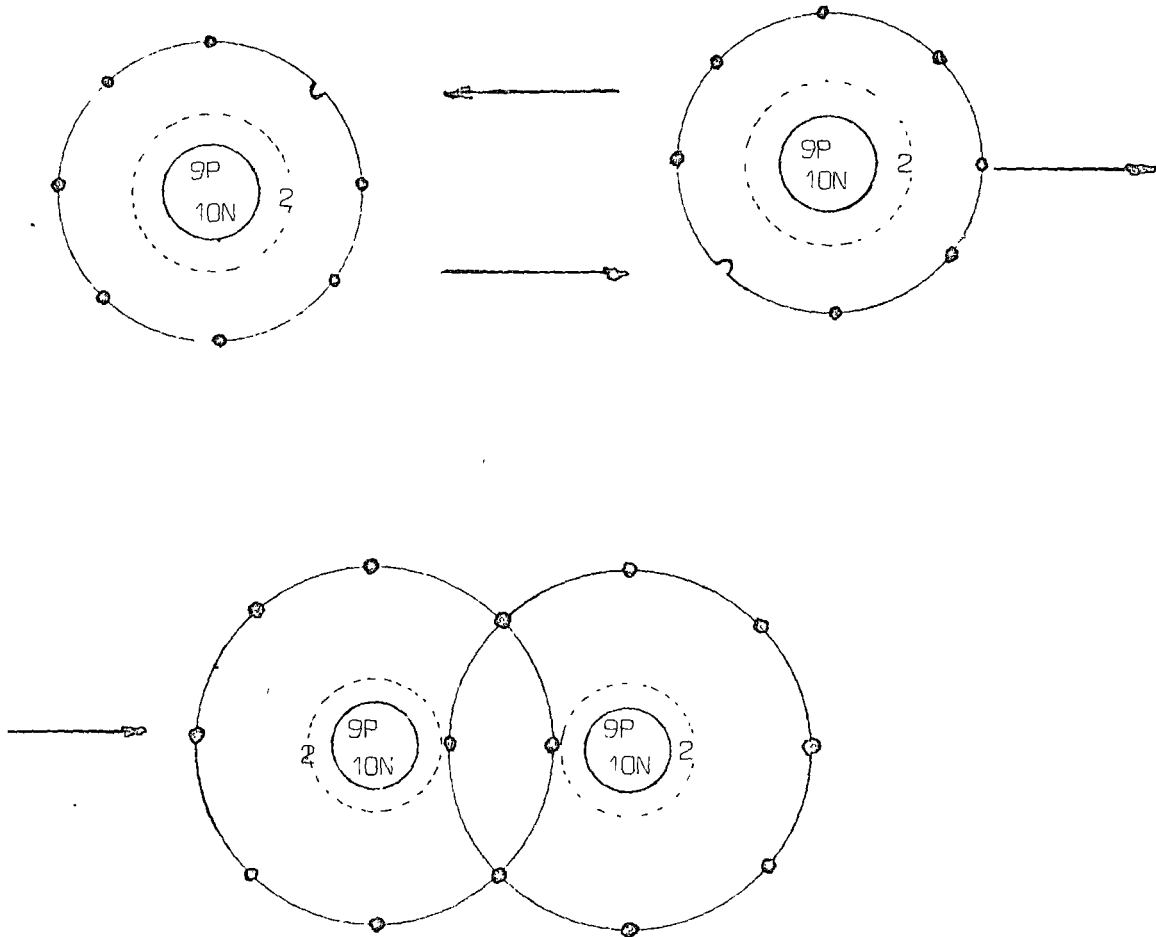
En este enlace los electrones se transfieren de uno a otro átomo, ejemplo:





Enlace por covalencia.

En este caso se COMPARTEN electrones entre uno y otro átomo . No hay pérdida ni ganancia de electrones. Son compuestos covalentes entre otros: el F_2 , Cl_2 , el agua, el azúcar, el alcohol, gases diatómicos y muchos compuestos orgánicos. Ejemplo: Flúor.



1.

○

○

○

CLASIFICACION PERIODICA DE LOS ELEMENTOS.

El químico ruso Dimitri Ivanovichi Mendeleev (1834 - 1907), en 1869 hizo una lista de los 63 elementos conocidos en su época, comenzó con el de menor peso atómico y terminó con el de mayor peso atómico. Sus anotaciones las vació en una tabla que tenía 8 columnas numeradas - de 0 a VII llamados GRUPOS y siete renglones que llamó PERIODOS y numeró del 1 al 7. Observó que en cada grupo aparecían los elementos que tenían propiedades comunes; cuando esto no sucedía, dejaba el hueco y - corría el elemento a la columna siguiente, es decir a la que le correspondía de acuerdo a sus propiedades. Y, lo más notable - aparte de que ya en sí este trabajo lo era - afirmó que esos huecos se llenarían cuando se descubrieran otros elementos e inclusive predijo las propiedades que deberían de tener; entre ellos estuvieron los que ahora se conocen como - Germanio, Escandio y Galio.

La tabla anterior sirvió o se usó durante muchos años y fue - la base para la moderna tabla periódica de los elementos. Esta se basa - en los números atómicos de los elementos, y fué propuesta por Henry - - Moseley en 1913. La Ley Periódica moderna establece que las propiedades físicas y químicas de los elementos son funciones periódicas de sus números atómicos.

En este caso los períodos corresponden a cada una de las siete capas o niveles de energía: K, L, M, ...

Cada período comienza con un elemento que tiene un electrón - de valencia (H, Li, Na, K, Rb, Cs y Fr) termina con un gas inerte raro que tiene ocho electrones en su última capa (Ne, Ar, Kr, Xe y Rn).

THE HISTORY OF THE

The first part of the history of the
 world is the history of the
 human race. It is a history
 of progress and of
 civilization. It is a history
 of the struggle for
 existence. It is a history
 of the triumph of
 the good over the
 evil. It is a history
 of the growth of
 the human mind.
 It is a history
 of the development
 of the human
 soul. It is a history
 of the expansion
 of the human
 spirit. It is a history
 of the conquest
 of the unknown.
 It is a history
 of the discovery
 of the truth.
 It is a history
 of the pursuit
 of the ideal.
 It is a history
 of the search
 for the meaning
 of life. It is a
 history of the
 quest for
 the divine.
 It is a history
 of the journey
 towards the
 eternal. It is a
 history of the
 ascent to the
 heights. It is a
 history of the
 climb to the
 top. It is a
 history of the
 rise to the
 summit. It is a
 history of the
 march to the
 front. It is a
 history of the
 advance to the
 future. It is a
 history of the
 progress to the
 end. It is a
 history of the
 journey to the
 goal. It is a
 history of the
 quest for the
 truth. It is a
 history of the
 search for the
 meaning of
 life. It is a
 history of the
 pursuit of the
 ideal. It is a
 history of the
 climb to the
 heights. It is
 a history of the
 ascent to the
 divine. It is a
 history of the
 journey to the
 eternal. It is
 a history of the
 conquest of the
 unknown. It is
 a history of the
 discovery of the
 truth. It is a
 history of the
 expansion of the
 human spirit. It
 is a history of
 the growth of
 the human mind.
 It is a history
 of the triumph
 of the good over
 the evil. It is
 a history of the
 struggle for
 existence. It is
 a history of the
 progress and of
 the civilization
 of the human
 race. It is the
 first part of the
 history of the
 world.



TODOS LOS ELEMENTOS COMPRENDIDOS EN EL MISMO PERIODO TIENEN SUS ATOMOS CON IGUAL NUMERO DE CAPAS ELECTRONICAS O NIVELES DE ENERGIA. por ejemplo. El Ca y El Br por estar en el cuarto período tiene 4 capas (K, L, M y N) donde se distribuyen los electrones que les corresponden.

1er. PERIODO: Capa características: K
2 elementos H y He

2º PERIODO: Comprende hasta la capa L
8 elementos

Li a Ne

3er PERIODO: Su última capa es la M
8 elementos.

Na - Ar

A cada uno de los dos anteriores se les llama " Período Corto"

4º PERIODO: Capa característica: N
18 elementos

K al Kr

Del 21 al 30 se llaman metales de transición y tienen valencia variable.

5º PERIODO: Capa característica: O
18 elementos

Del Rb al Xe

A cada uno de los dos anteriores se les llama " Período Largo".

del 39 al 48 son metales de transición.



6º PERIODO:

Capa característica: P

Período extra Largo, tiene 32 elementos

Del Cs al Ru

del 57 al 71 (15 elementos) se llaman tierras raras, tiene además 10 metales de transición.

7º PERIODO:

Capa característica: Q

y otro período extra largo 19 elementos (más)

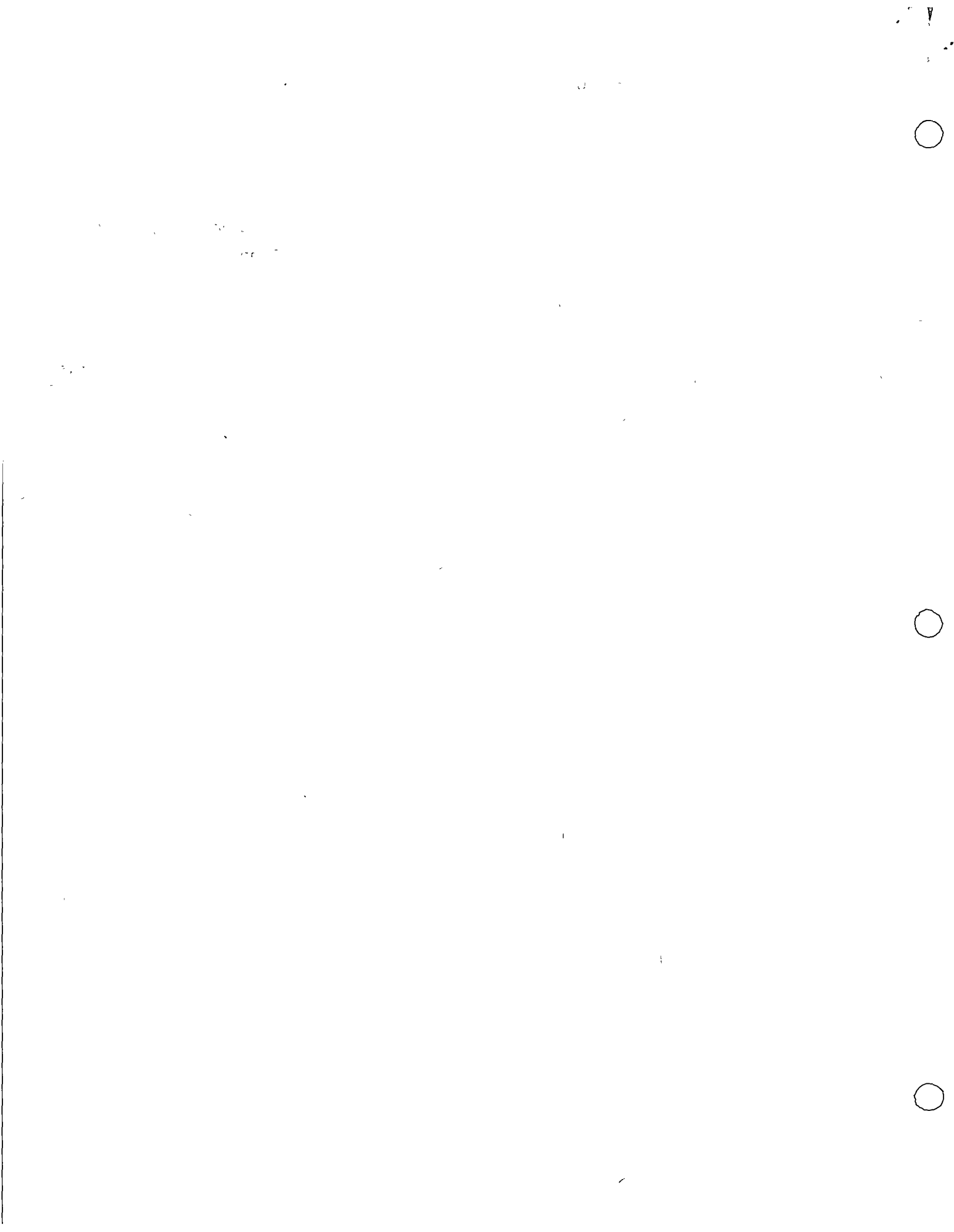
Del Fr al Ha

En este período se encuentra la serie de los actínidos, el último de los elementos naturales es el U que es el 92; del 93 en adelante se llaman transuránidos o transuránicos; son radicativos, inestables y artificiales.

Grupos o familias

Son las columnas y se integran con elementos de propiedades semejantes. Por regla general los elementos de cada grupo tiene la misma valencia. Los grupos se designan con números romanos del I al VIII y letras A ó B. Es decir grupo o familia A y grupo o familia B.

Los elementos del grupo I A son los metales alcalinos los del II A son los alcalino terreos, los III A forman la familia del aluminio, el IV A familia del carbono, V A del nitrógeno, VI A es la del O₂, el VII a la de los halógenos y el VIII A de los gases inertes o raros.



Los grupos del I B al VII B y VIII comprenden los metales de transición.

La línea gruesa y en zigzag que tiene la tabla periódica divide, a la izquierda los metales al otro lado los no metales, los cuales con el hidrógeno y los gases raros son veintidos.

COMPUESTOS QUIMICOS

Un compuesto es una substancia constituida por la combinación química de dos o más elementos diferentes.

La fórmula representa su composición en cuanto a elementos y número de átomos.

Ejemplo: H_2SO_4 (Acido Sulfúrico)

Muestra que tiene

2 átomos de hidrógeno

1 de azufre y

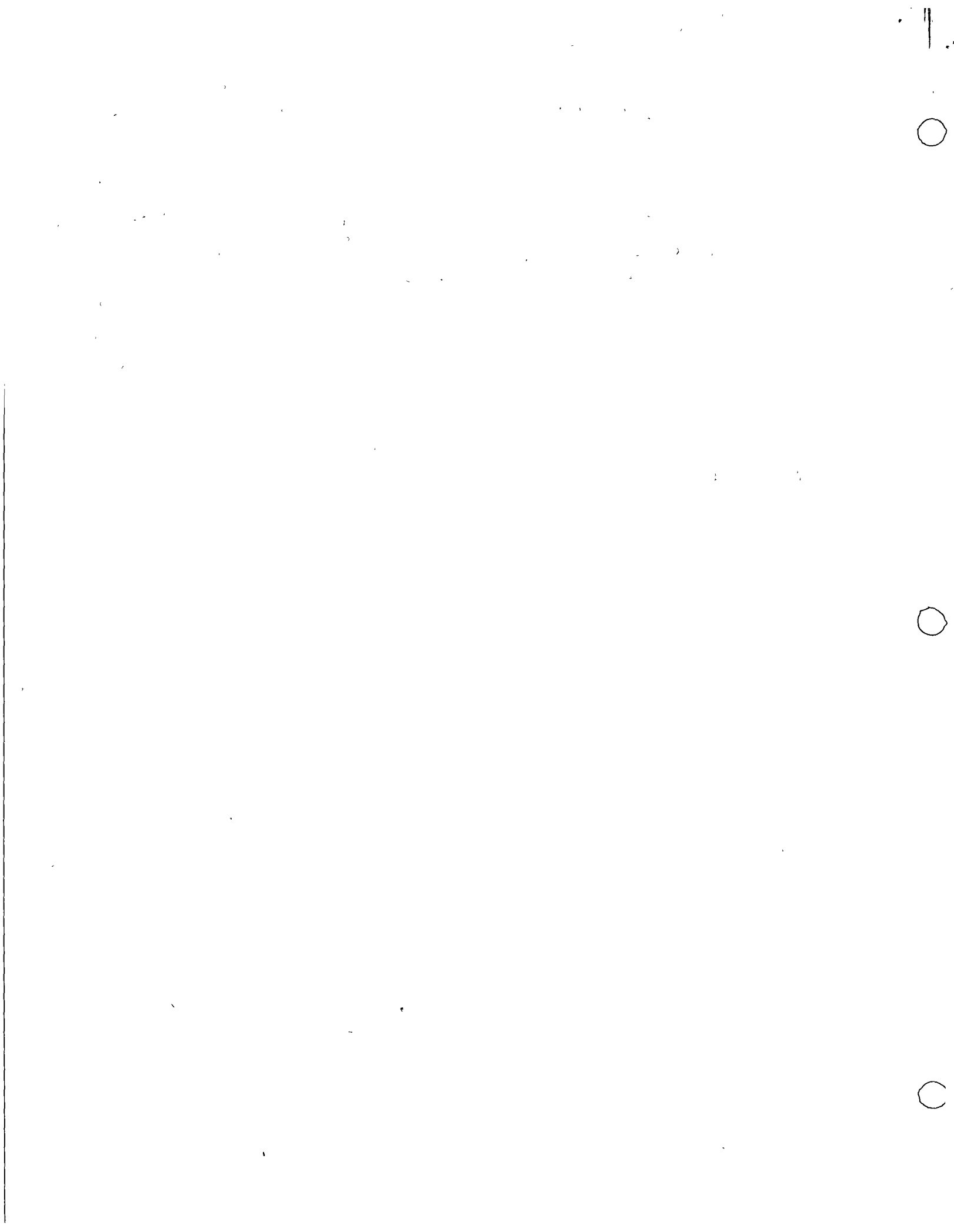
4 de oxígeno

Escritura de fórmulas:

1.- Sólo se combinan iones positivos con negativos

2.- Se escribe primero el catión (+) y despues el anión -- (-). En compuestos covalentes la regla es variable - -- ejemplo:

H_2O ; CH_4 ; NH_3 y otros.



3.- El número de cargas (+) y (-) se igualan por medio -
de subíndices

Ejemplo:



4.- Las cargas o valencias no se escriben en la fórmula defi
nitiva. Por lo tanto es muy importante la memorización.



Faint, illegible text at the top of the page.

Faint, illegible text in the upper middle section.

Faint, illegible text in the middle section.

Faint, illegible text in the lower middle section.

TIPOS DE REACCION QUIMICA

Las reacciones elementales en Química son de cuatro tipos:

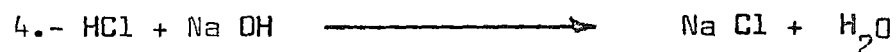
1.- Síntesis o combinación directa.

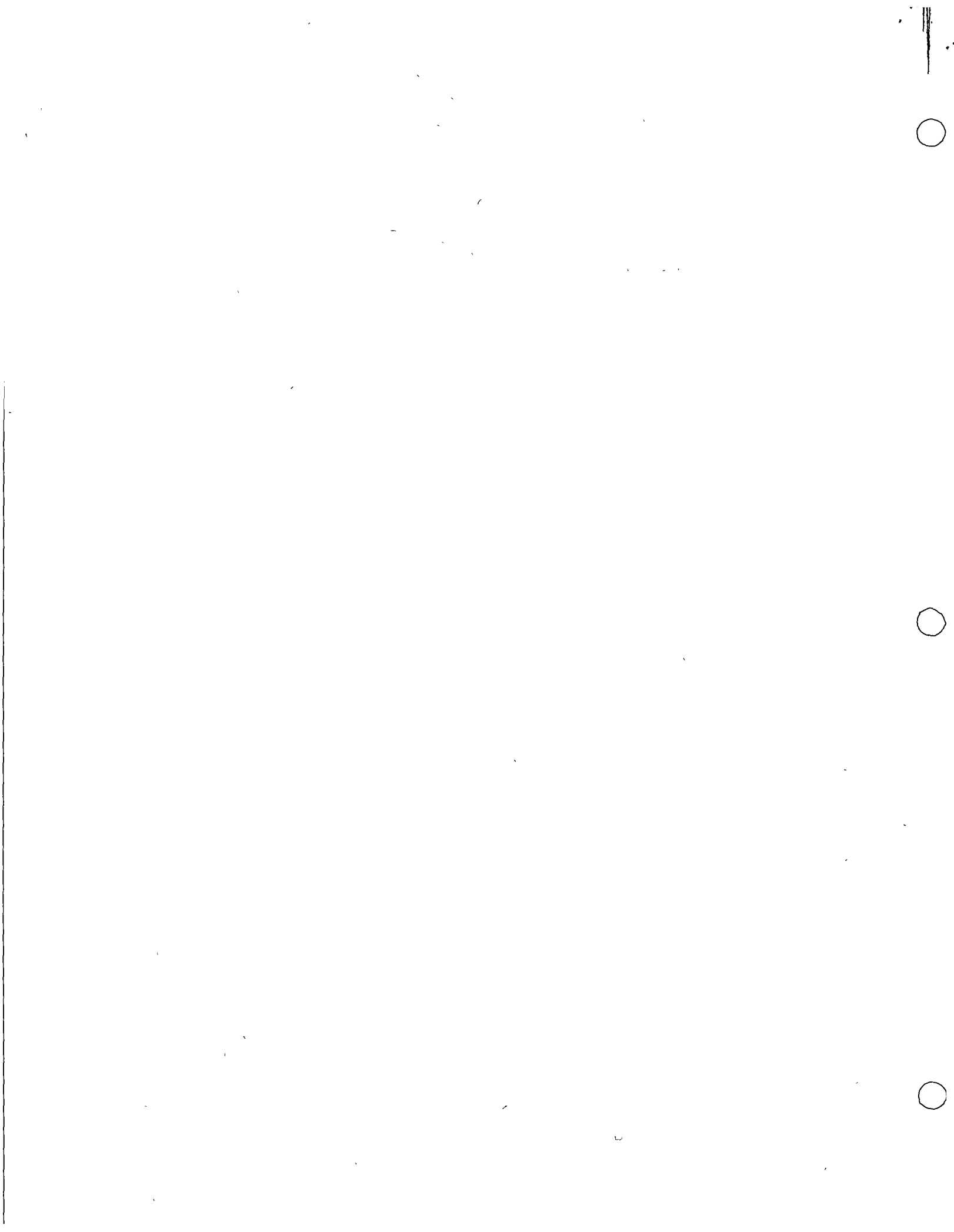
2.- Descomposición

3.- Substitución simple

4.- Substitución doble (o doble substitución)

Ejemplos:





Escritura y Balanceo de Ecuaciones

Para establecer correctamente una ecuación química debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- 1.- Conocer qué sustancias reaccionan y qué sustancias -- son productos de la reacción.
- 2.- Expresar las fórmulas, según las valencias de sus elementos, de cada una de las sustancias reaccionantes.
- 2.- Balancear la ecuación matemáticamente, es decir, de -- acuerdo a la ley de la conservación de la materia.

Balancear consiste en obtener los coeficientes de cada una de las fórmulas de las sustancias, a fin de que el número de átomos de las sustancias reaccionantes sea igual al de las sustancias producidas.

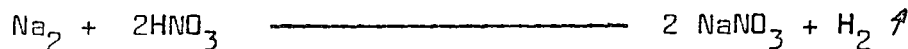
Balanceo por " tanteo "

- 1.- Saber qué elementos tienen moléculas diatómicas: Ejem:

(H_2 , O_2 , N_2 , Cl_2 , Br_2 , I_2), etc.



- 2.- Generalmente los radicales permanecen sin alteración



(Observense los radicales sulfato y nitrato)



3.- Al iniciar el balanceo, seleccione un compuesto con diferentes átomos del mismo elemento en cada miembro de la ecuación. A la fórmula del compuesto seleccionado se le anota un coeficiente tal que logre igualar el número de átomos del elemento considerado. Repetir la -- misma operación con los átomos de los otros elementos-- hasta que la ecuación quede balanceada.

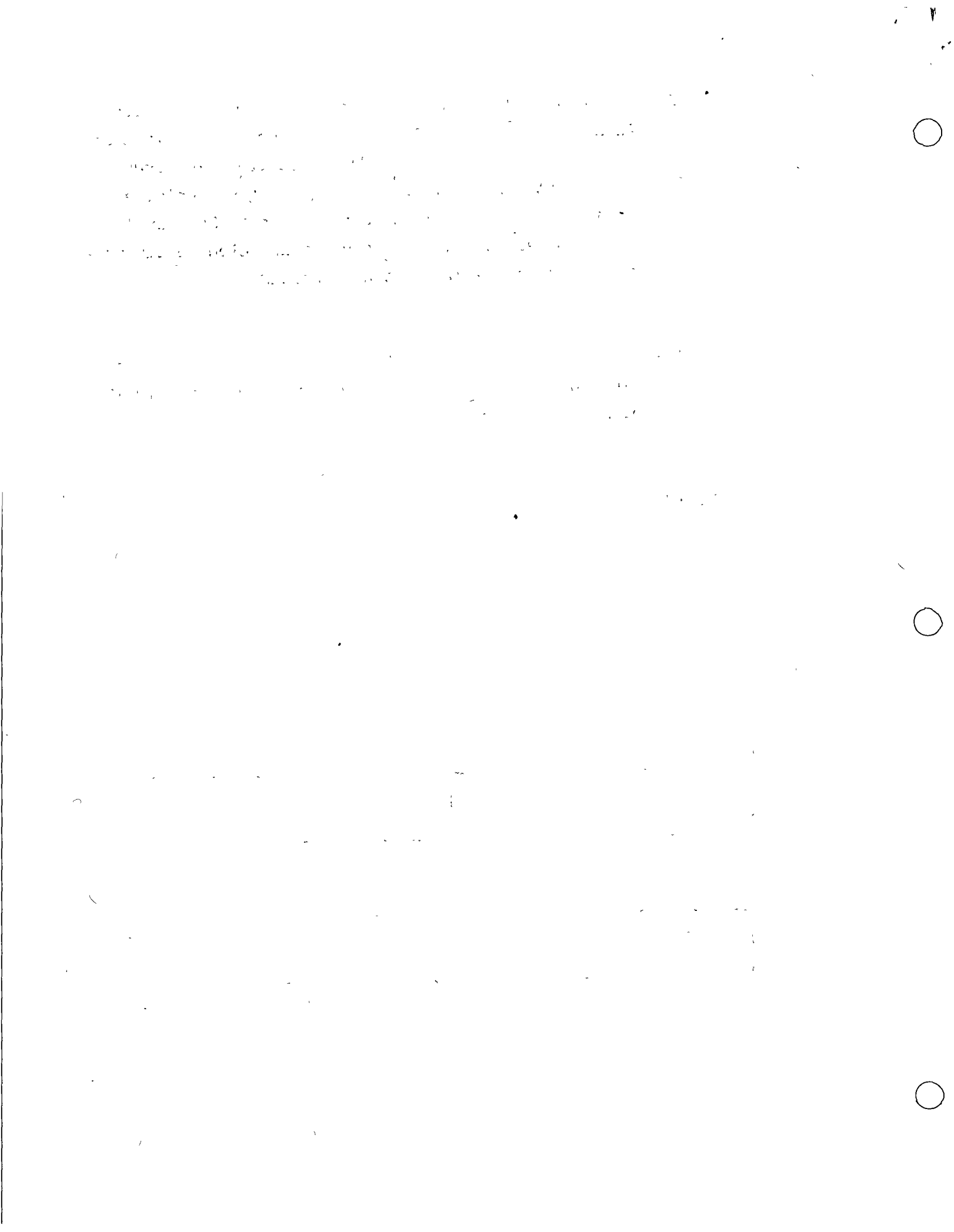
4.- Durante el proceso de balanceo se pueden ensayar va- - rios coeficientes, pero los subíndices de las fórmulas no pueden alterarse.

Ejemplo:

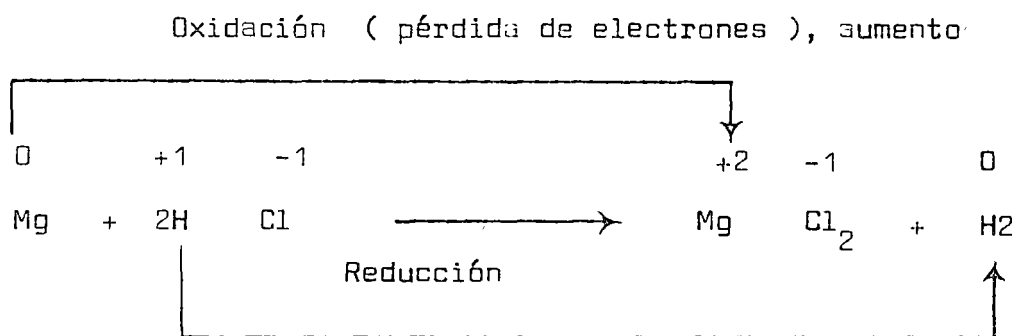


Comprobación

| 1er miembro | Elemento o Radical | 2º miembro |
|-------------|--------------------|------------|
| 2 | Na | 2 |
| 2 | Cl | 2 |
| 1 | SO ₄ | 1 |
| 2 | H | 2 |



Ejemplo:



(ganancia de electrones) o disminución

El Mg se oxida de 0 a + 2 ; el H se reduce de + 1 a 0

Los procesos de oxidación y reducción se efectúan simultáneamente, por eso se les llama REDOX.

La valencia de un átomo, en un compuesto electrovalente, es el número de electrones que recibe o pierde; en un compuesto covalente, es el número de electrones compartidos entre los átomos.

El número de oxidación de un átomo es la carga eléctrica que parece tener como elemento libre o en un compuesto, por lo que puede ser negativo o positivo.

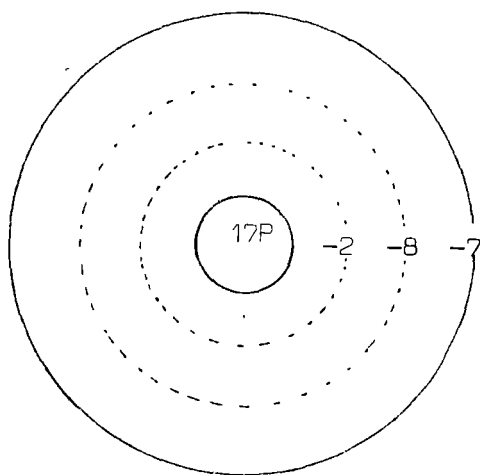
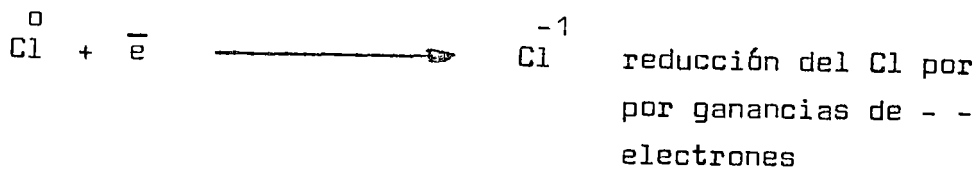
Ejemplo: Ca Cl₂ la valencia del Ca es 2 y su número de oxidación es + 2; la valencia de cada Cl es 1 y su número de oxidación es - 1



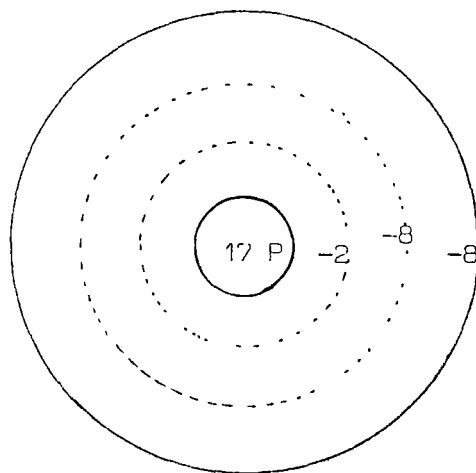
)



En el caso de la reducción, un elemento se reduce cuando su número de valencia se disminuye porque gana electrones



$$\text{Cl: } + 17 - 17 = 0$$



$$+ 17 - 18 = -1$$

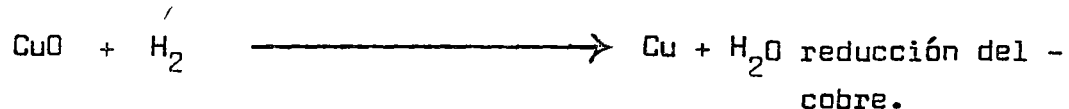


OXIDO REDUCCION

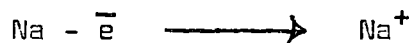
Se dice que un elemento o una substancia se óxida cuando se combina con oxígeno.



Lo contrario, es decir, la pérdida de oxígeno de cualquier substancia, sería la reducción, ejemplo:



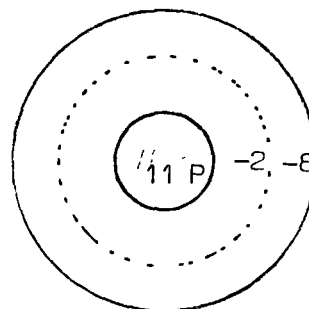
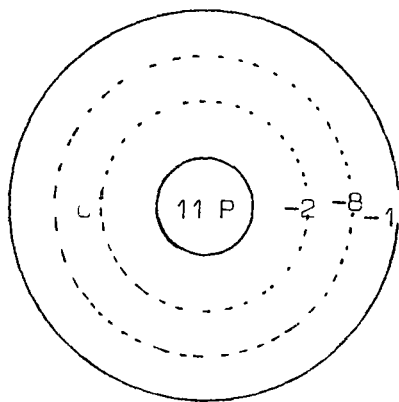
Ahora bien, la oxidación y reducción es más amplia, pues considera que la oxidación de un elemento se produce siempre que el número de valencia de un elemento es aumentado positivamente como resultado de su pérdida de electrones, por lo que el elemento que pierde electrones se óxida aunque no intervenga el oxígeno. Ejemplo.



oxidación del Na por pérdida de un electrón

Atomo de Na
Núm. de oxidación = 0
 $+ 11 - 11 = 0$

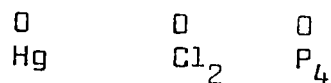
ion de Na
Núm. de oxidación = +1
 $+ 11 - 10 = 1$



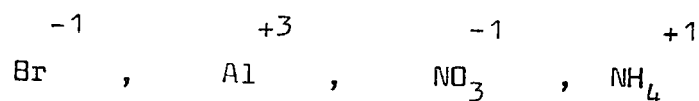


Determinación del número de oxidación.

1.- El número de oxidación de un elemento en estado libre o sin combinarse es cero



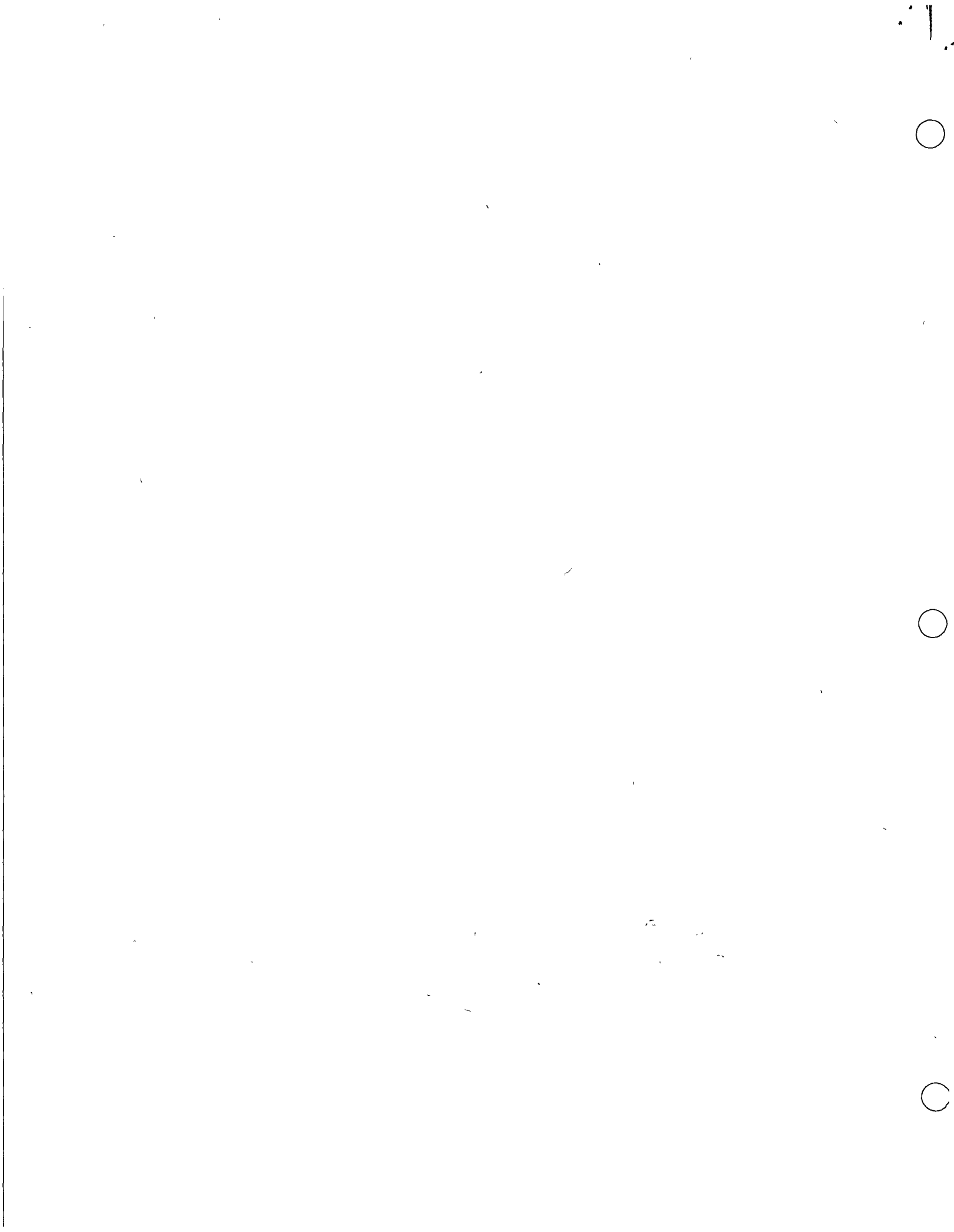
2.- El número de oxidación de un ion simple es igual a su carga ionica o electrovalencia.

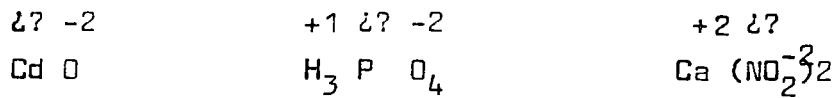


3.- En la molécula de un compuesto, la suma algebraica del redox es igual a cero, ejemplo.



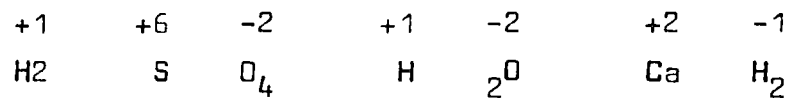
Esta regla permite deducir el número de oxidación de un átomo conociendo los números de oxidación de los otros átomos que constituyen la molécula del compuesto.



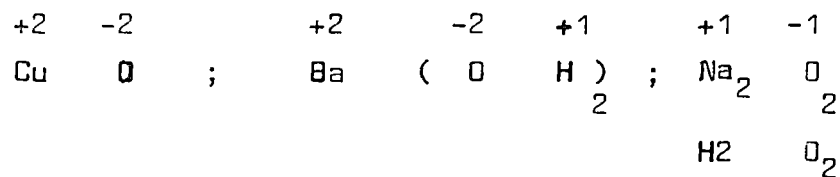


$$\begin{array}{rclclcl}
 \text{O} & = & -2 & & + 1 \times 3 & = & 3 & & 2 \times 1 & = & 2 \\
 & & & = & 0 & & - 2 \times 4 & = & -8 & & - 2 \times 2 \times 2 & = & -8 \\
 \text{Cd} & = & +2 & & \text{P} & = & 5 & & \text{N} & = & 6 \\
 & & & & & & \underline{\quad} & & & & \underline{\quad} & & 0
 \end{array}$$

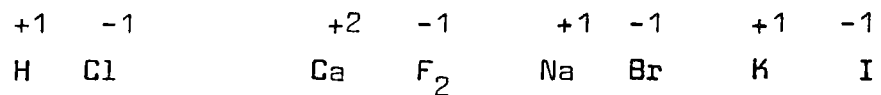
4.- El número de oxidación del hidrógeno es + 1, excepto en ciertos hidruros en donde es -1



5.- En los compuestos con oxígeno el número de oxidación para cada oxígeno es -2, excepto en los peróxidos, en los cuales es -1



6.- En los fluoruros, cloruros, bromuros y yoduros el número de oxidación para cada halógeno es -1





1. The first part of the document is a list of names and addresses.

2. The second part of the document is a list of names and addresses.

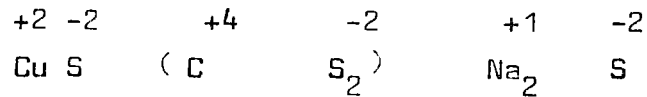
3. The third part of the document is a list of names and addresses.



4. The fourth part of the document is a list of names and addresses.

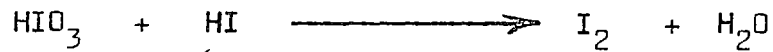


1.- En todos los sulfuros el número de oxidación del azufre (S) es -2



Balanceo de ecuaciones por Redox

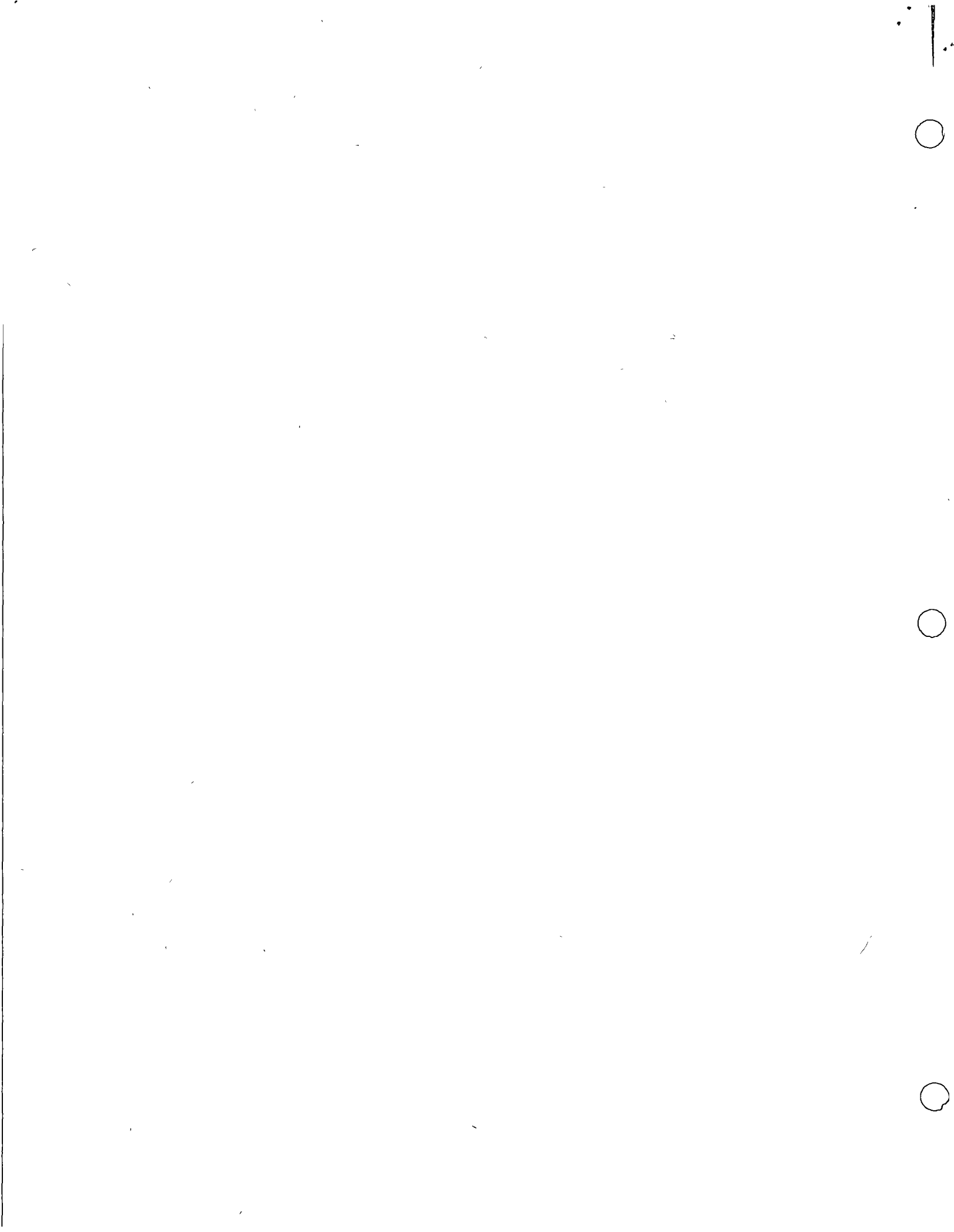
1.- Escribir a ambos lados de la ecuación las fórmulas correctas



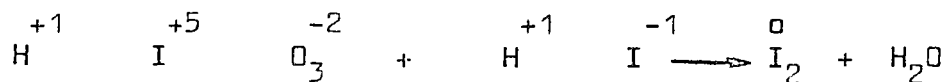
2.- Aplicando las reglas explicadas anteriormente, calcular los números de oxidación de los átomos que se encuentran en la reacción.



3.- Comparar los números de oxidación de cada uno de los átomos del primer miembro con los que tienen los mismos átomos en el segundo miembro, determinar la oxidación o la reducción.

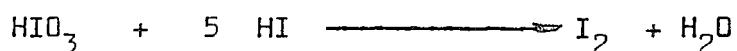


Se subrayan en un miembro de la ecuación dos fórmulas que -
tengan estos átomos y debajo de ellos se anotan los números de las va-
lencias que se determinaron

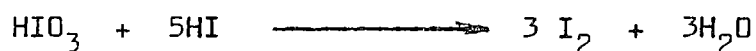


En la ecuación el yodo se redujo a cinco valencias en la pri-
mera fórmula y se óxido 1 valencia en la segunda fórmula.

4.- Los números anotados debajo de las fórmulas, y que expre-
san las valencias oxidadas y reducidas, cruzándolos se -
anotan como coeficientes de las fórmulas.



5.- Por medio de tanteos se determinan los coeficientes res-
tantes



Comprobación

| | | |
|---|---|---|
| 6 | I | 6 |
| 6 | H | 6 |
| 3 | O | 3 |

1



ESTEQUIOMETRIA

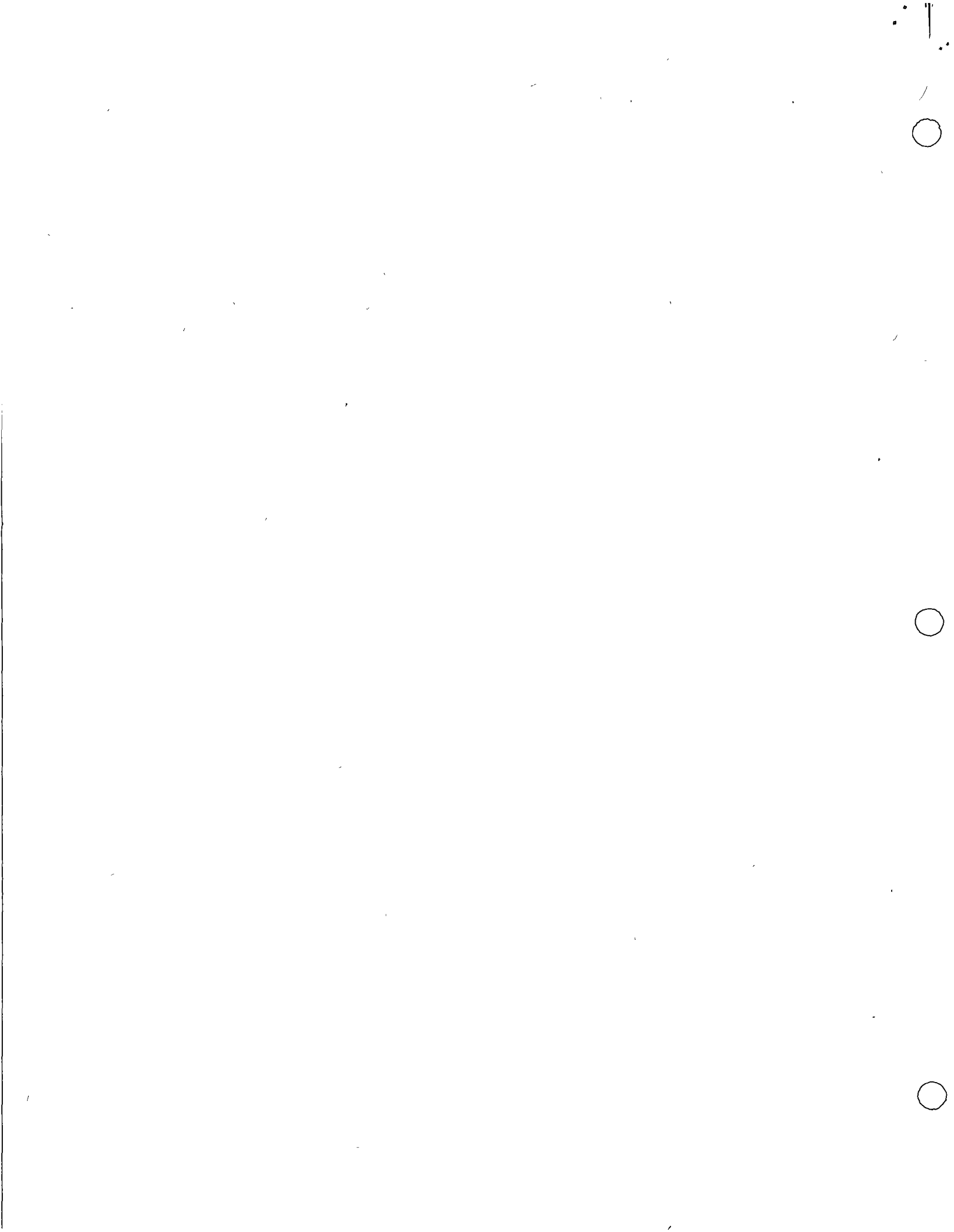
Es la parte de la química que permite calcular las cantidades de sustancias en peso o en volumen que interviene en las reacciones químicas.

En los cálculos estequiométricos es fundamental escribir correctamente las fórmulas. Ejemplo: el NH_3 significa que:

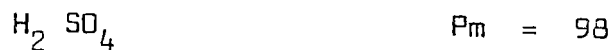
- 1.- Está compuesto de un átomo de Nitrógeno y 3 de Hidrógeno
- 2.- Que tiene un peso molecular de 17
- 3.- Que en el estado gaseoso y condiciones NTP (0°C y 760 mm. de H_g) ocupa un volumen de 22.4 litros.

A.- Peso molecular

| H_2S | Mg SO_4 | $\text{Ca (NO}_3)_2$ |
|--------------------------|---------------------------|-------------------------------|
| 1 X 2 = 2 | 24 | 40 X 1 = 40 |
| | 32 | 14 X 2 = 28 |
| 32 X 1 = $\frac{32}{34}$ | 16 X 4 = $\frac{64}{120}$ | 16 X 3 X 2 = $\frac{96}{164}$ |



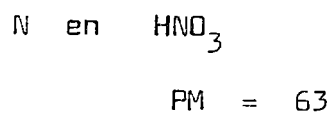
B.- Cálculo en por ciento de los constituyentes de un compuesto químico, según su fórmula



$$\% \text{ de H} = \frac{2}{98} \times 100 = 2$$

$$\% \text{ de S} = \frac{32}{98} \times 100 = 32.66$$

$$\% \text{ de O} = \frac{64}{98} \times 100 = 65.30$$



$$\% \text{ N} = \frac{14}{63} \times 100 = 22.2$$

C.-Relaciones en peso en las ecuaciones químicas

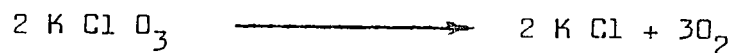
La suma de los reactantes es igual a la de los productos

Ejemplo:

- 1.- Calcular la cantidad de oxígeno que se puede obtener calentando 100 g de KClO_3 . Escribir y balancear.

1.





$$\frac{100 \text{ g}}{245} = \frac{X \text{ g}}{96} \quad \therefore \quad X = 39.18 \text{ g de oxígeno}$$

2.- Si 20 g. de cobre reaccionan con HNO_3 ¿ Qué cantidad de $\text{Cu}(\text{NO}_3)_2$ se obtiene ?

$$\frac{20}{63} = \frac{X}{187} \quad \therefore \quad X = 59 \text{ g}$$

D.- Volúmenes y pesos moleculares de gases.

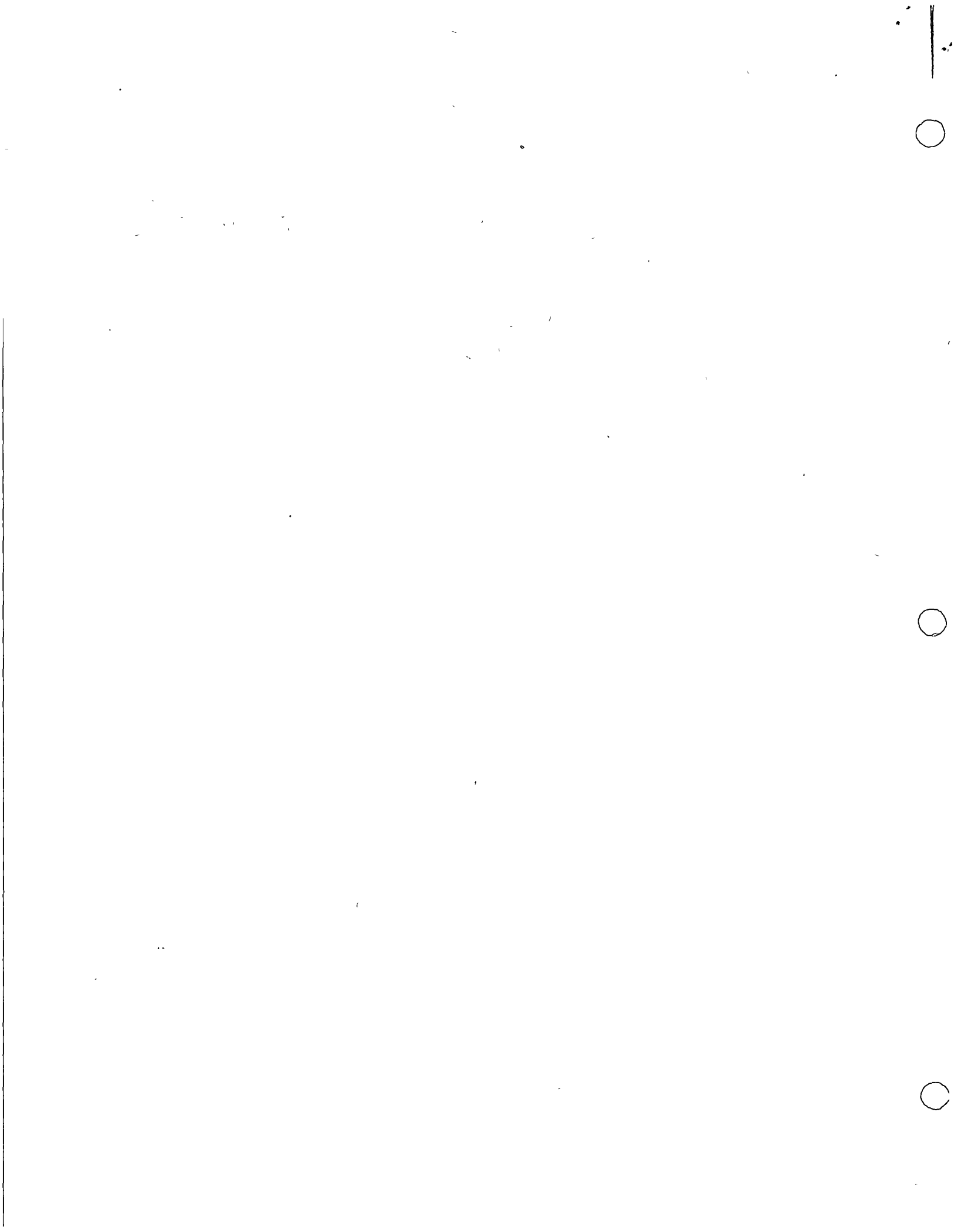
(Tener en cuenta que esto es en condiciones ideales (NTP))

1.- Determinar el P.M. de un gas si 600 ml. pesan 1.5 g. en condiciones NTP.

$$\frac{X \text{ g}}{22.4 \text{ l}} = \frac{1.5 \text{ g}}{0.600 \text{ l}} \quad X = 36 \text{ g/mol.}$$

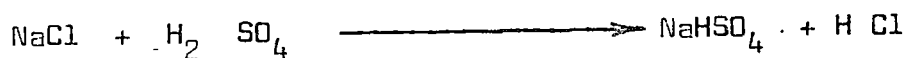
2.- Encontrar el volumen ocupado por 50 g de O_2 en condiciones NTP

$$\frac{22.4 \text{ l}}{32 \text{ g}} = \frac{X \text{ l}}{508} \quad X = 35 \text{ l de O}$$



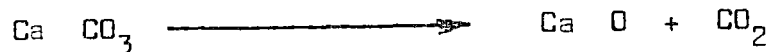
E.- Pesos y volúmenes

1.- Calcular el peso de NaCl necesario para producir 30 l de HCl, por reacción con el H₂SO₄



$$\frac{X \text{ g}}{58.5} = \frac{30 \text{ l}}{22.4 \text{ l}} \quad X = 78 \text{ g de NaCl}$$

2.- ¿Cuántos litros de CO₂ se obtienen calentando 400 g de CaCO₃ ?



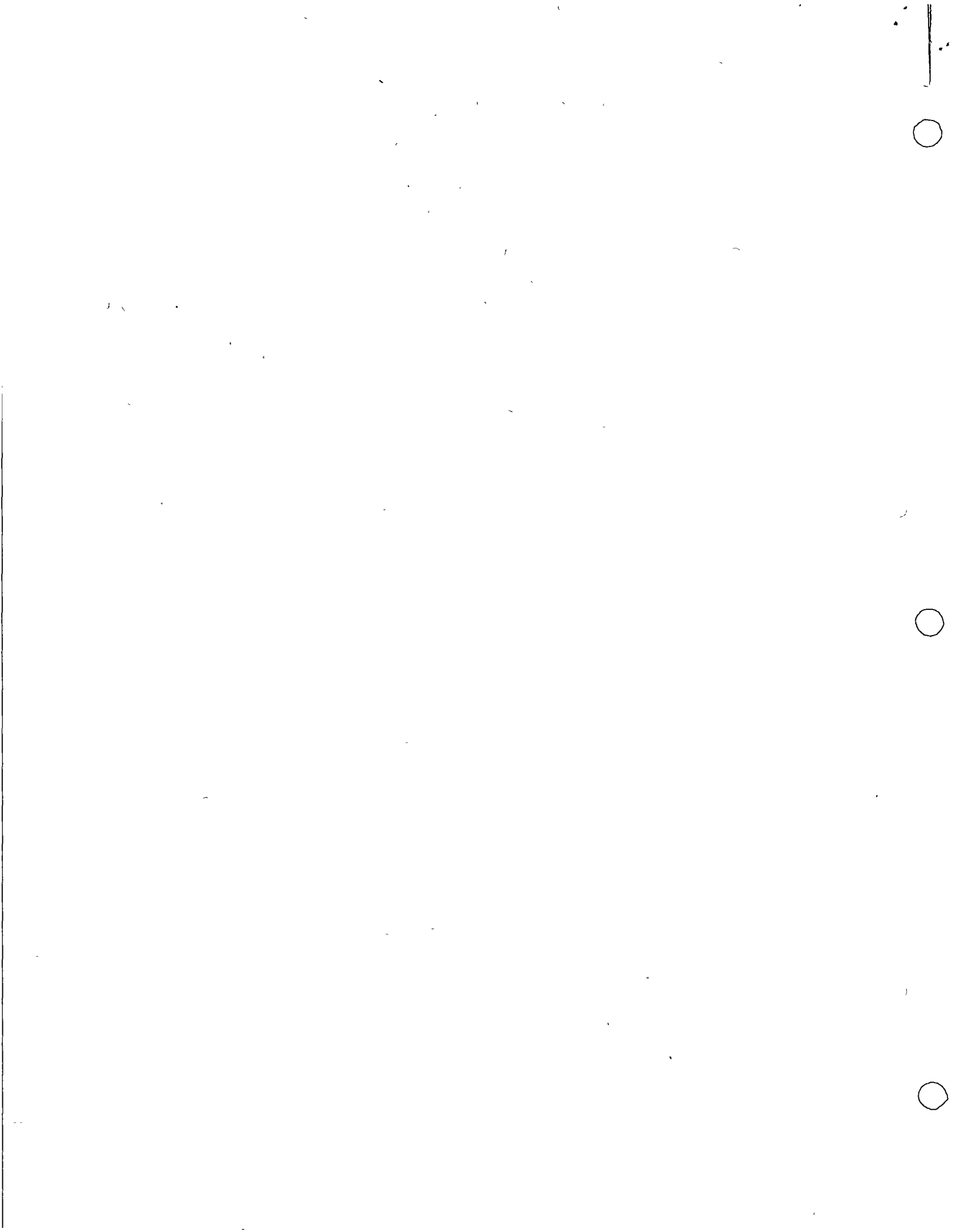
$$\frac{400 \text{ g}}{100} = \frac{X \text{ l}}{22.4 \text{ l}} \quad X = 89.6 \text{ l de CO}_2$$

3.- ¿Cuánto H₂ en volumen se obtienen de 100 g de H₂O ?



$$\frac{100 \text{ g}}{2 \times 18} = \frac{X \text{ l}}{2 \times 22.4 \text{ l}}$$

$$X = 124.4 \text{ l}$$



PESO EQUIVALENTE

Algunos problemas estequiométricos pueden simplificarse utilizando el peso equivalente en lugar de los pesos atómico o molecular (peso fórmula). El peso equivalente (p.e.) es la fracción del peso fórmula (o atómico) que corresponde a una unidad definida de reacción química. Esto es útil en las reacciones ácido-base y Redox.

El peso equivalente de un ácido es aquella fracción del peso fórmula que contiene o puede ministrar para la reacción un H^+ . Un equivalente gramo (eq - g) es aquel peso que contiene o puede suministrar para la reacción un mol de H^+ . Ejemplo:

El peso equivalente del HCl es el mismo que su peso molecular, puesto que contiene un hidrógeno ácido por molécula. Un equivalente gramo (eq - g) de cada una de esas moléculas es lo mismo que un mol. El peso equivalente del $H_2 SO_4$ es normalmente la mitad del peso molecular y en eq - g es la mitad de un mol, puesto que son reemplazados los dos hidrógenos en la mayoría de las reacciones de ese ácido. Un eq - g del $H_3 PO_4$ puede ser un mol, medio mol o un tercio de mol, dependiendo que se reemplace un átomo de hidrógeno, dos o tres por molécula en una reacción particular. Un eq - g del $H_3 BO_3$ es siempre un mol, puesto que solo es reemplazable un hidrógeno en las reacciones de neutralización. El peso equivalente del SO_3 es la mitad de un peso molecular, puesto que el SO_3 puede reaccionar con el agua para dar $2H^+$ o, --
 $H_2 SO_4$

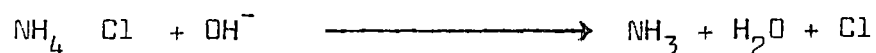
El peso equivalente de una base es aquella fracción del peso fórmula que contiene o puede ministrar un OH^- o que puede reaccionar con un H^+ . Ejemplos: los pesos equivalentes de Na OH, NH_3 , $Mg (OH)_2$ y $Al (OH)_3$, son iguales a 1/1; 1/1 ; 1/2 y 1/3 de sus pesos formularios, respectivamente.

11

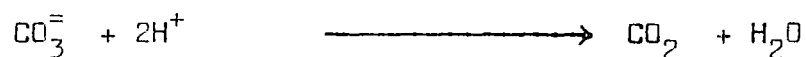


El peso equivalente de una solución puede definirse en función del empleo de ella como ácido o base. El peso equivalente puede ser variable dependiendo de si la fórmula se emplea para 1, 2 ó 3 unidades de la reacción de neutralización de referencia.

Ejemplo:



Peso equivalente: P.F.



Peso equivalente: = 1/2 P.F.



Peso equivalente: = 1/3 P.F.

El peso equivalente de un agente oxidante o reductor para una reacción determinada es igual a su peso fórmula dividido por el número total de electrones ganados o perdidos cuando se verifica la reacción de esta fórmula unidad. Así, pues, el p. eg. de un oxidante o reductor es:

$$\text{P. Eq.} = \frac{\text{Peso fórmula del oxidante o reductor}}{\text{número de electrones ganados o perdidos}}$$

Un oxidante o reductor determinado puede tener más de un peso equivalente, dependiendo de la reacción para que se usa.

1



Un caso especial es el de dos elementos que reaccionan para formar un compuesto. Para cada elemento el número de electrones transferidos por átomos es el estado de oxidación en el compuesto. El peso-equivalente resulta ser entonces el peso atómico dividido por el estado de oxidación.

SOLUTO Y DISOLVENTE

En una disolución de una substancia en otra, la substancia se denomina SOLUTO. La substancia en donde se disuelve el soluto se llama DISOLVENTE (o solvente).

FORMA DE EXPRESION DE CONCENTRACIONES.

La concentración de las soluciones puede expresarse por MOLARIDAD, FORMALIDAD, NORMALIDAD Y MOLALIDAD.

La molaridad de una solución es el número de moles de soluto contenido en un litro de solución.

Ejemplo: Una solución molar (M) de H_2SO_4 , contiene 98.08g de ese ácido por litro.

MOL es el peso fórmula o molecular expresado en gramos, de cualquier elemento o substancia.

La formalidad (F) de una solución es el número de pesos fórmula-gramo del soluto contenidos en un litro de disolución. En algunos casos la formalidad y la molaridad pueden ser iguales.



La normalidad (N) de una solución es el número de pesos --
equivalente - gramo del soluto contenido en un litro de solución.

Ejemplo:

Un mol de HCl, medio mol de H_2SO_4 y un sexto de peso fórmula
gramo de $K_2Cr_2O_7$ (como agente oxidante) cada uno de ellos en un li-
tro de solución dan soluciones normales (N) de dichas substancias. -
Una solución normal de H_2SO_4 es también una solución medio molar - - -
(0.5 M)

La molalidad (m) de una solución es el número de moles de-
soluto por kilogramo de disolvente contenido en la disolución. La mola-
lidad puede calcularse a partir de la normalidad (N) o la molalidad-
(M) a condición de que se conozca el peso específico de la solución.

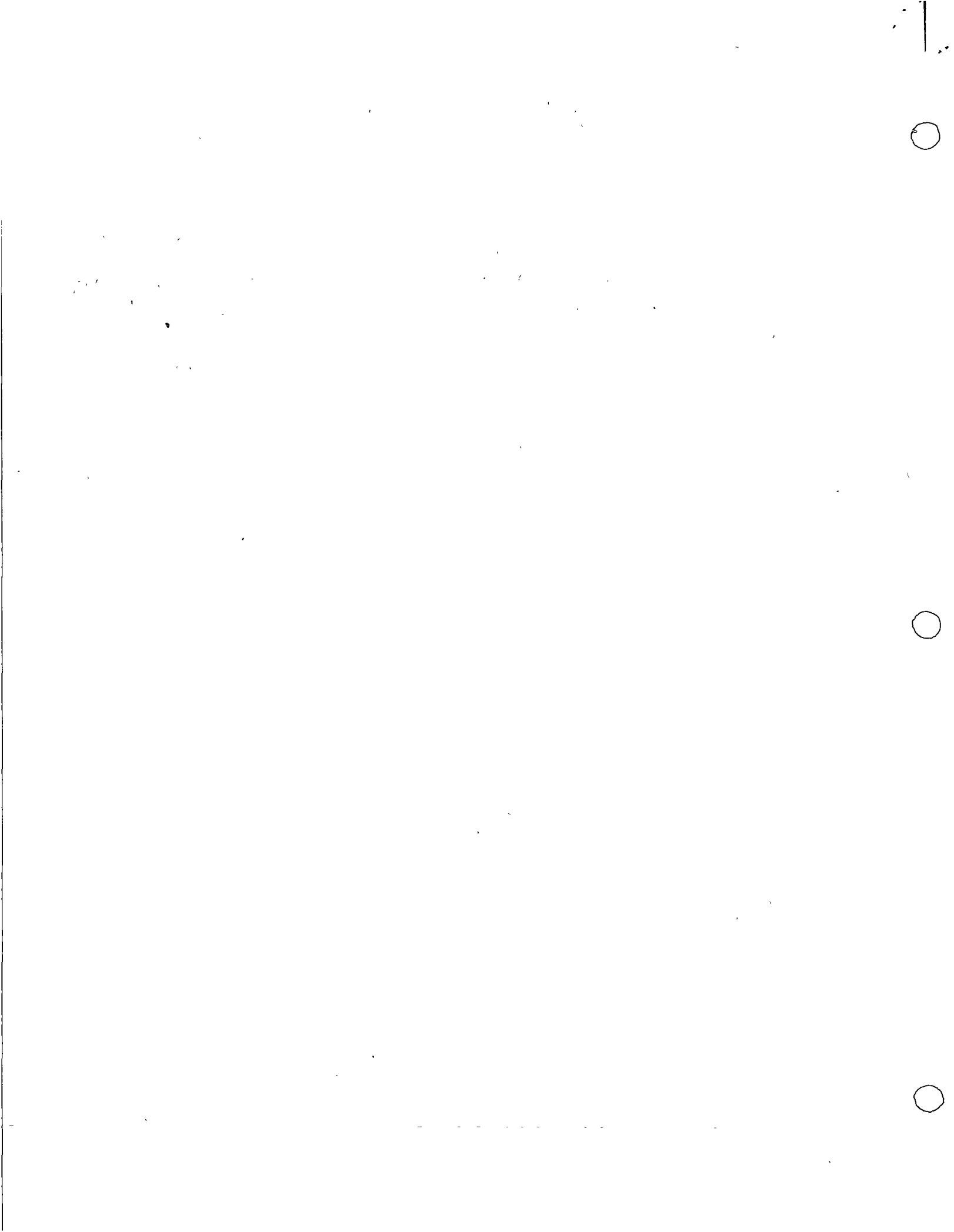
Ejemplo:

Una solución constituida por 98.08 g de H_2SO_4 en peso-
y 1 000 g de agua deberá ser una solución uno molal (m).

Un miliequivalente (meq) o miligramo-equivalente (mg - eq)
es la milésima del equivalente - gramo, o sea es aquella cantidad de -
substancia cuya parte numérica es la misma que en el peso equivalente-
cuando la unidad es el miligramo.

Ejemplo:

El peg. del H_2SO_4 es 49.04. Entonces un eq. g del ácido es-
49.04 g y un miliequivalente (meq) es 49.04 mg. Es evidente que una-
solución normal de H_2SO_4 contiene 49.04 g de H_2SO_4 en un litro de solu-
ción ó 49.04 mg del mismo ácido por mililitro.

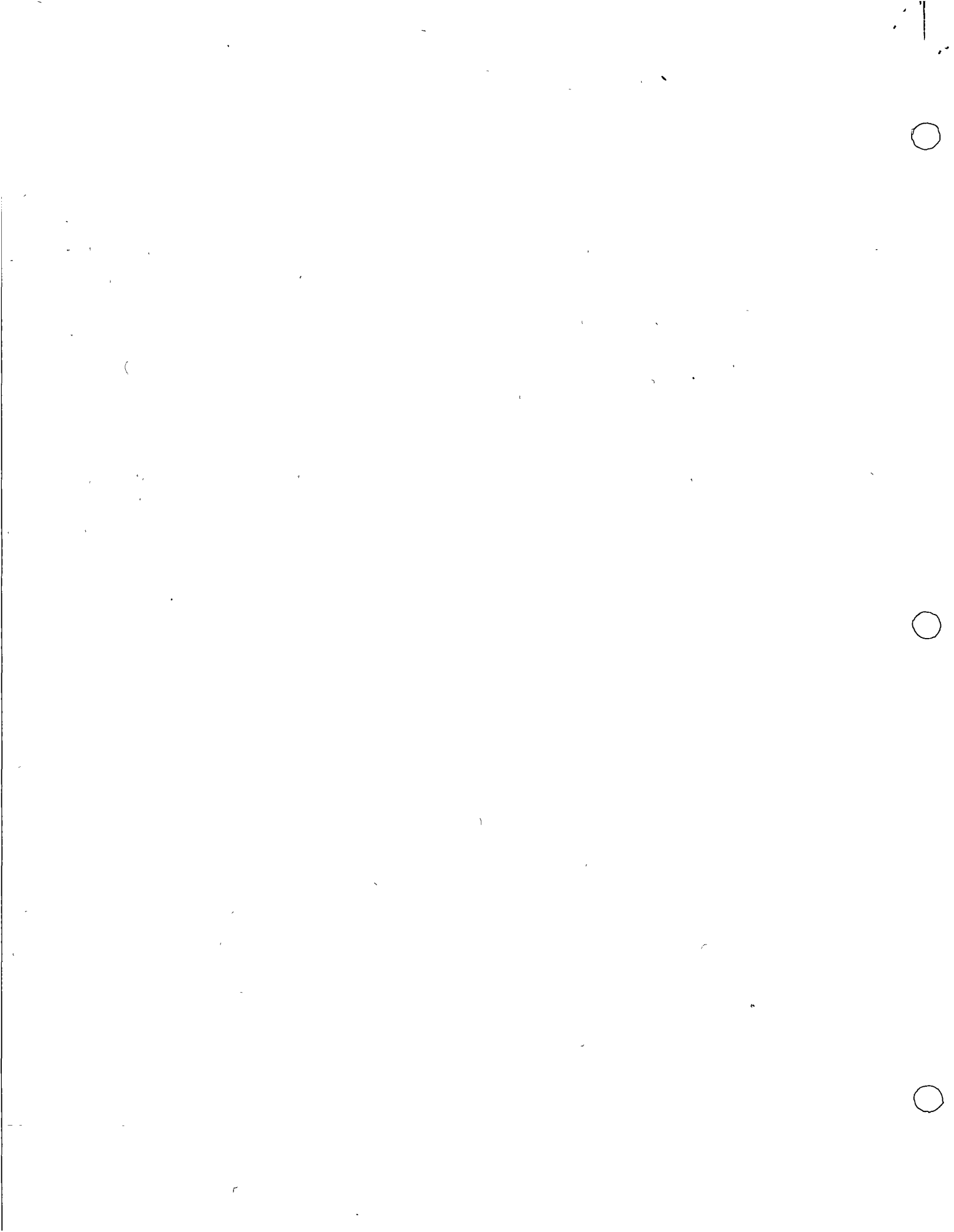


PRESERVACION DE MUESTRAS

En la práctica no es posible obtener la preservación completa y segura de las muestras de aguas residuales domésticas o industriales o de aguas naturales. No es posible obtener una estabilidad completa para cada constituyente cualquiera sea la naturaleza de la muestra. Las técnicas de preservación pueden únicamente RETARDAR los cambios químicos y biológicos que continuarán en forma inevitable después de obtener la muestra de la fuente original.

Los métodos de preservación son relativamente limitados y generalmente tienen por objeto (1) retardar la actividad biológica, --- (2) retardar la hidrólisis de los compuestos y complejos químicos y --- (3) disminuir la volatilidad de los compuestos.

La refrigeración a temperaturas que se aproximan o están por debajo del punto de congelación es la mejor técnica de que se dispone, pero no es aplicable a todos los tipos de muestras.



RECOMENDACIONES PARA LA PRESERVACION DE MUESTRAS

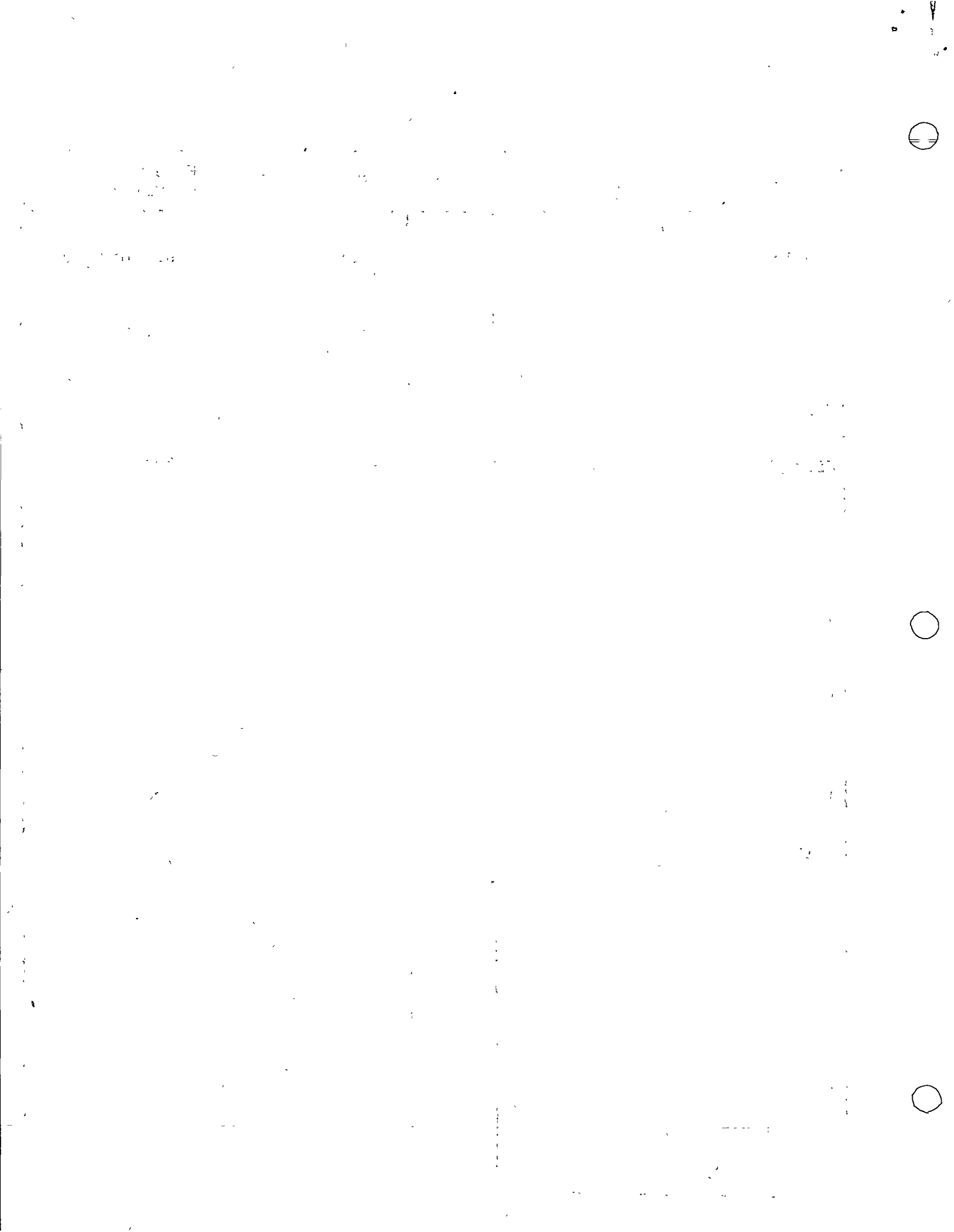
| PARAMETRO | VOLUMEN MINIMO REQUERIDO, ml | ENVASE | PRESERVANTE | PERIODO MAXIMO DE ALMACENAMIENTO (5) |
|-------------------------|------------------------------|---------|--|--------------------------------------|
| Acidez | 100 | P,V (2) | Refrigeración a 4°C | 24 hrs. |
| Alcalinidad | 100 | P,V | Refrigeración a 4°C | 24 hrs. |
| Arsénico | 100 | P,V | HNO ₃ , a pH 2 | 6 mes. |
| Calcio | 50 | P,V | No necesita | 7 días |
| Cianuro | 500 | P,V | Refrigeración a 4°C NaOH a pH 12 | 24 hrs. |
| Cloro | 100 | V | Determinar en el terreno | No se Almacena |
| Cloruro | 50 | P,V | No necesita | 7 días |
| Color | 50 | P,V | Refrigeración a 4°C | 24 hrs. |
| Conductancia Específica | 100 | P,V | No necesita | 24 hrs. |
| Demanda de - Cloro | 50 | P,V | Refrigeración a 4°C | 24 hrs. |
| Dureza | 100 | P,V | No necesita | 7 días. |
| Fenoles | 500 | V | Refrigeración a 4°C 1.0 g - CuSO ₄ /l + --- H ₃ PO ₄ a pH 4 | 24 hrs. |



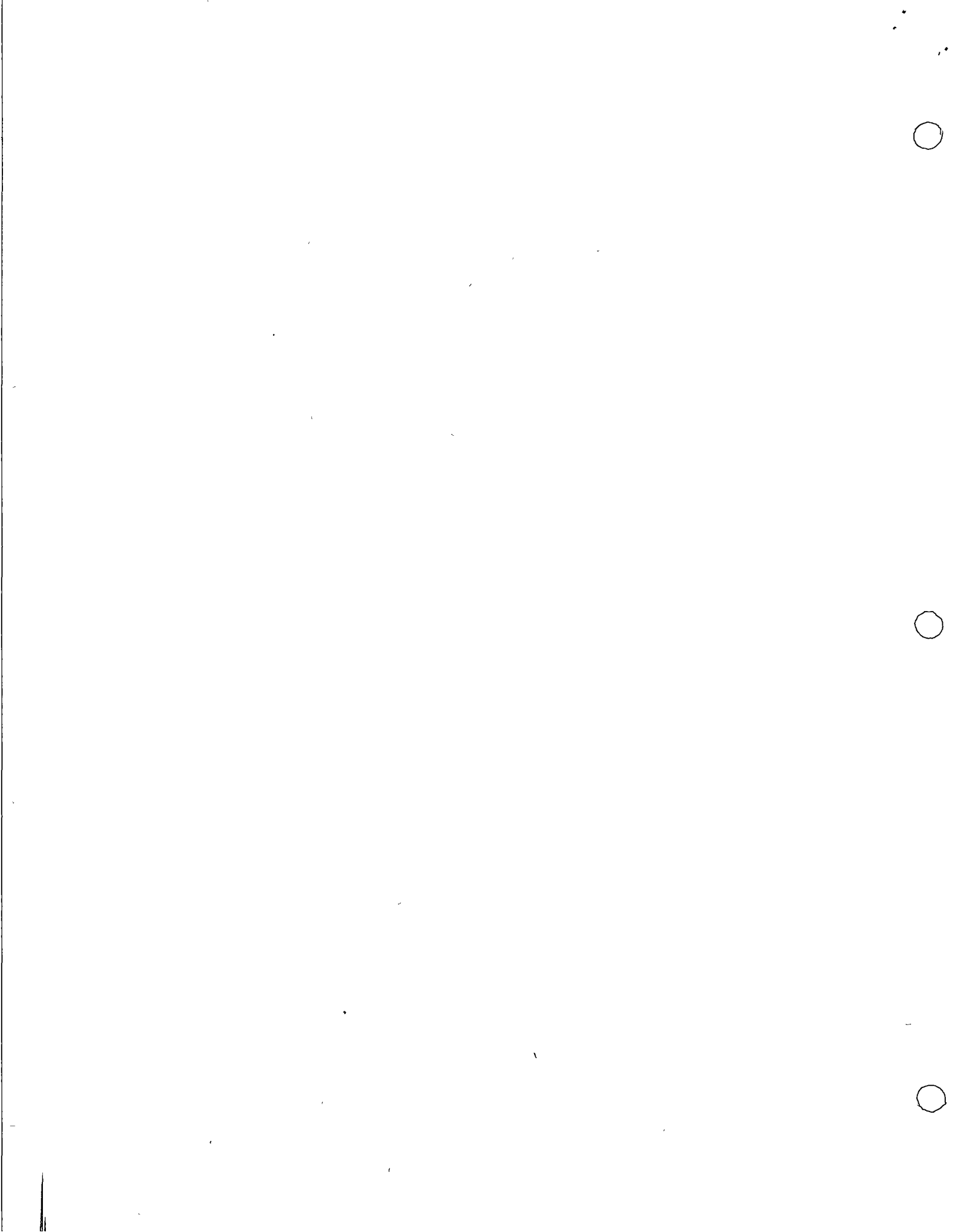
| PARAMETRO | VOLUMEN MINIMO REQUERIDO, ml | ENVASE | PRESERVANTE | PERIODO MAXIMO DE ALMACENAMIENTO (5) |
|------------------|------------------------------|--------|---|--------------------------------------|
| Fluoruro | 300 | P,V | No necesita | 7 días |
| Magnesio | 50 | P,V | No necesita | 7 días |
| Nitrógeno | | | | |
| Amoniaco | 400 | P,V | Refrigeración a 4°C - - - - H ₂ SO ₄ a pH 2 (aproximada- mente 2 ml -- H ₂ SO ₄ por li- tro) | 24 hrs. (4) |
| Kjeldahl | 500 | P,V | Refrigeración a 4°C H ₂ SO ₄ a pH 2 (aproximada- mente 2 ml de H ₂ SO ₄ por lt) | 24 hrs. |
| Nitrato | 100 | P,V | Refrigeración a 4°C H ₂ SO ₄ a pH 2 (aproximada- mente 2 ml -- H ₂ SO ₄ por li- tro) | 24 hrs. (4) |
| Nitrito | 50 | P,V | Refrigeración a 4°C | 24 hrs. |
| Olor, umbral | 200 | V | Refrigeración a 4°C | 24 hrs. |
| Oxígeno disuelto | | | | |
| Electrodo | 300 | V | Determinar en terreno | No se almacena |



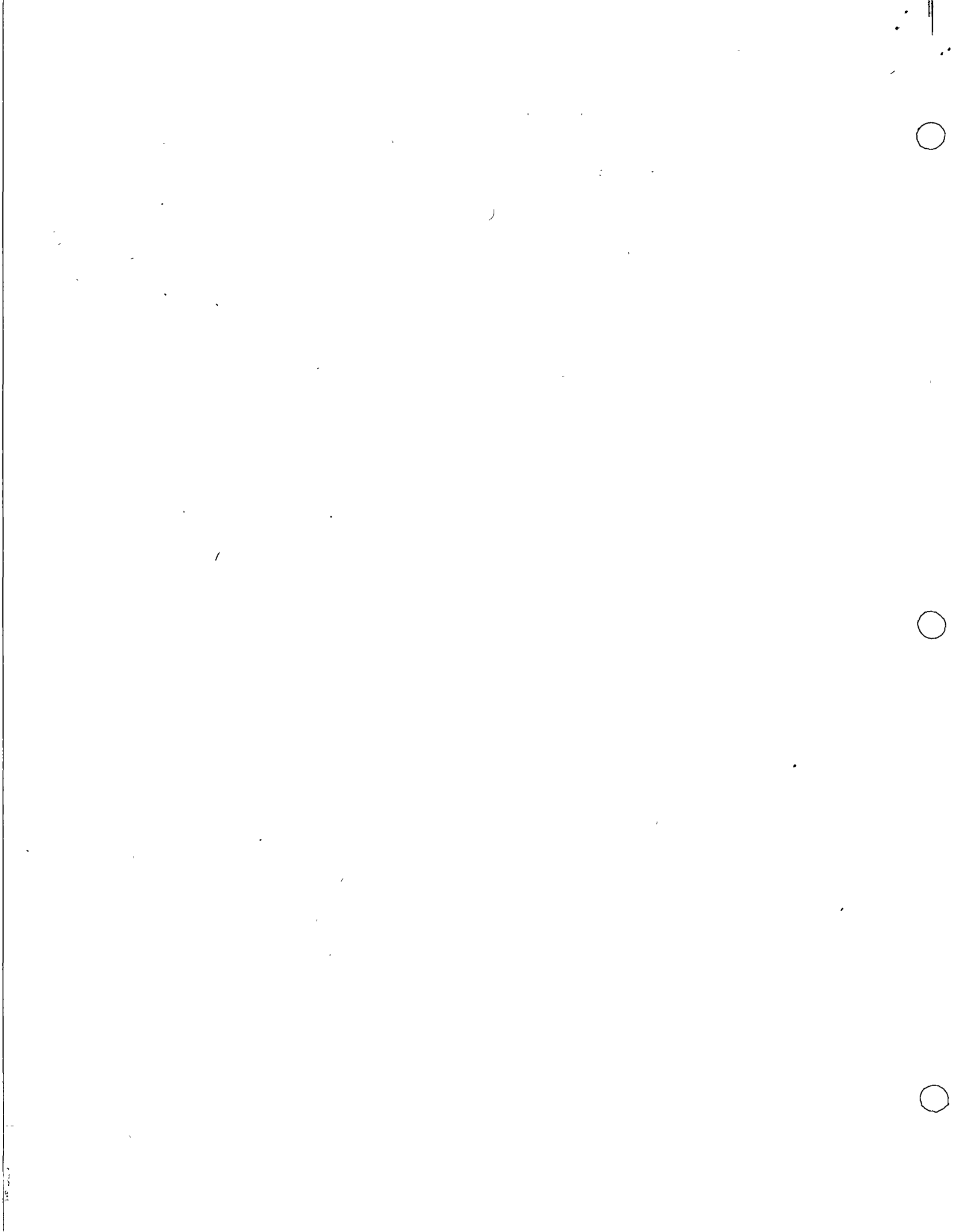
| PARAMETRO | VOLUMEN MINIMO REQUERIDO, ml | ENVASE | PRESERVANTE | PERIODO MAXIMO DE ALMACENAMIENTO (5) |
|--|------------------------------|--------|-------------------------------------|--|
| Winkler | 300 | V | Determinar en el terreno (7) | No se almacena |
| pH | 25 | P,V | Determinar en el terreno (6) | 6 hrs. (3) |
| Sólidos | | | | |
| Filtrables | 100 | P,V | Refrigeración -- a 4 ^o C | 7 días |
| No-filtrables | 100 | P,V | Refrigeración -- a 4 ^o C | 7 días |
| Total | 100 | P,V | Refrigeración a 4 ^o C | 7 días |
| Volátiles | 100 | P,V | Refrigeración -- a 4 ^o C | 7 días |
| Sólidos sedimen tables | 1 000 | P,V | No necesita | 24 hra. |
| Sulfato | 50 | P,V | Refrigeración - a 4 ^o C | 7 días |
| Sulfuro | 50 | P,V | 2 ml acetato de cinc por litro | 24 hrs. |
| Sulfito | 50 | P,V | Refrigeración a 4 ^o C | 24 hrs. |
| SAAM - Sustan- cias Ac- tivas al Azul de- Metileno | 250 | P,V | Refrigeración - a 4 ^o C | 24 hrs. |



| PARAMETRO | VOLUMEN MINIMO REQUERIDO, ml | ENVASE | PRESERVANTE | PERIODO MAXIMO DE ALMACENAMIENTO (5) |
|-------------|---------------------------------|--------|--------------------------------|---|
| Temperatura | 1 000 | P,V | Se determina en el terreno | No se almacena |
| Turbiedad | 100 | P,V | Refrigeración - a 4°C (8) | 7 días |



- 1.- Esta tabla está basada principalmente en el " Manual of Methods for Chemical Analysis of Water And Wastes ", -- United States Enviromental Protection Agency.
- 2.- Polietileno o vidrio.
- 3.- Si las muestras no pueden ser devueltas al laboratorio en menos de seis horas y el tiempo de retención excede este límite, el informe final debe indicar el tiempo de retención.
- 4.- Como preservante alternativo se puede utilizar cloruro de mercurio a una concentración de 40 mg/l, especialmente si requiere un tiempo mayor de retención. Sin embargo, no se recomienda el uso de cloruro de mercurio cuando sea posible evitarlo.
- 5.- Se ha demostrado que las muestras BIEN PRESERVADAS pueden ser retenidas por períodos prolongados superiores al tiempo recomendable de retención.
- 6.- Se recomienda determinar el pH en el terreno. En caso de no ser posible, preservar con refrigeración a 4°C.
- 7.- Se recomienda determinar el oxígeno disuelto en el terreno . En caso de no ser posible, fijar el oxígeno en forma de yoduro en el terreno y analizarlo inmediatamente al regresar al laboratorio.



8.- Se recomienda refrigerar a 4^oC cuando la turbiedad es de tipo orgánico. Si la turbiedad es de tipo inorgánico. no necesita preservante.



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

TEMA IV. REDES DE DISTRIBUCION

ING. GUILLERMO CORTEZ HERNANDEZ

SECRET

SECRET

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE

TEMA IV.- REDES DE DISTRIBUCION

PROF. ING. GUILLERMO CORTES HERNANDEZ

4.- METODOS DE CALCULO HIDRAULICO.-

A) SELECCION DEL GASTO DE DISEÑO.- Como ya se estableció en el punto 2, inciso (A) el gasto de diseño de la red debe corresponder al máximo horario durante las 24 Hs. del día, incrementando además el caudal por incendio cuando éste se estime conveniente.

Existen diversos métodos para el dimensionamiento de tuberías y equilibrio de las redes de distribución, sin embargo la gran mayoría de éstos métodos han caído en desuso, fundamentalmente por su inexactitud de resultados o bien por ser demasiado laboriosos, lo cual dificulta tener resultados más o menos rápidos. Por lo tanto sólo se les usa como métodos de aplicación preliminar. Al respecto sólo se mencionará brevemente cada uno y se tratará con un poco más de amplitud el método de Hardy Cross que es el que actualmente ha demostrado mayor exactitud y facilidad de aplicación en todos los casos de redes de distribución.

B) METODO DE LA TUBERIA EQUIVALENTE.- Como su nombre lo indica consiste en reemplazar o substituir un conjunto de tuberías por una sola cuyo diámetro y longitud se comporte hidráulicamente en la misma forma que el conjunto de tuberías a las que reemplaza. El método considera fundamentalmente en su aplicación que las pérdidas de carga en tubos subsecuentes o continuos se suman y que los gastos en tubos opuestos deben ser tales que la diferencia de de pérdidas de carga sea igual a cero.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHYSICS DEPARTMENT

5555 S. UNIVERSITY AVE.

CHICAGO, ILL. 60637

TEL: 773-936-3700

FAX: 773-936-3700

WWW.PHYSICS.UCHICAGO.EDU

1998

PHYSICS 435

LECTURE 1

LECTURE 2

3

PHYSICS 435

LECTURE 1

LECTURE 2

LECTURE 3

LECTURE 4

LECTURE 5

LECTURE 6

LECTURE 7

LECTURE 8

LECTURE 9

LECTURE 10

LECTURE 11

LECTURE 12

13

14

15

16

17

18

19

D) METODO DE HARDY CROSS.- Los sistemas de distribución del abastecimiento de agua en las grandes ciudades generalmente quedan constituidas en forma de muchos circuitos, dando por resultado una composición más o menos complicada. Esto provoca que el cálculo del flujo probable por cada tubería de tales redes pueda resultar laborioso.

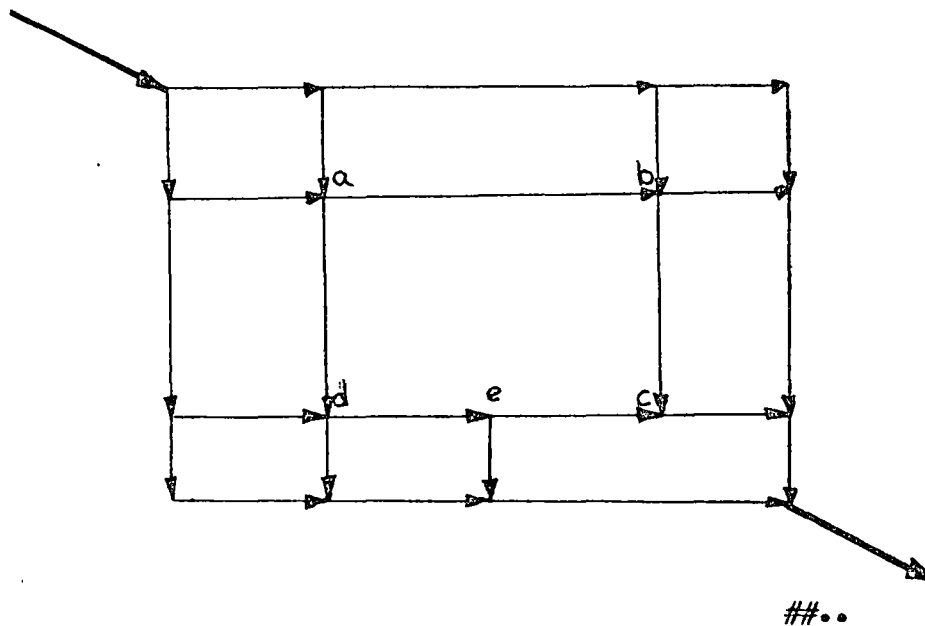
Un avance en la solución de problemas de redes de tuberías fué obtenido por Hardy Cross, quien desarrolló un método de aproximaciones sucesivas (pruebas y errores controlados) por medio del cual se puede determinar la distribución del flujo.

El método de Hardy Cross puede adoptar dos diferentes formas para su desarrollo, que son:

D.1. Correcciones a los gastos, con balanceo (Equilibrio) de las cargas.

D.2. Correcciones a las cargas, con balanceo (equilibrio) de los gastos que fluyen.

D.1. Enseguida se hará un breve resumen de éste método. Consideremos un circuito A en una red de tuberías como se muestra en la siguiente figura:





The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy auditing of the accounts.

In the second section, the author details the various methods used to collect and analyze data. This includes both primary and secondary research techniques. The goal is to identify trends and patterns that can inform future decision-making.

The third part of the report focuses on the implementation of the proposed strategies. It outlines the steps taken to put the plan into action and the challenges encountered along the way. The results show a significant improvement in efficiency and cost reduction.



En la figura las flechas indican la dirección del flujo. El control del flujo en las tuberías de éste circuito a cualquier otro de una red impone dos condiciones.

- a) En cualquier punto (a, b, c, d ó e) el flujo total que entra debe ser igual al flujo total que sale.
- b) La suma de las pérdidas de carga del flujo en el sentido de las manecillas del reloj ($h_{fab} + h_{fbc}$) deben ser iguales a la suma de las pérdidas de carga del flujo en el sentido contrario a las manecillas del reloj. ($h_{fad} + h_{fde} + h_{fec}$).

Observando la figura de referencia tendremos: que el flujo que toma cada rama del circuito debe cumplir la condición " a "; tal flujo cumplirá la condición "b", sólo como coincidencia, es decir, al calcular las pérdidas de carga en los tubos de la rama con escurrimientos en sentido a las manecillas del reloj y sumarlas, diferirán de la suma de pérdidas de carga en los tubos de la rama con flujo contrario a las manecillas.

Por lo anterior, el método de Hardy Cross desarrolla un método matemático para calcular una corrección al flujo, la cual tiende a igualar la suma de pérdidas de carga en las dos ramas del circuito.

Si partimos de la fórmula de Hazen y Williams.

$$Q = 278.5 C d^{2.63} \left(\frac{h}{L} \right)^{0.54} \dots \text{sistema métrico dec.}$$

en la que.

Q = Gasto o flujo en Lts/seg.

C = Coeficiente de rugosidad de la tubería.

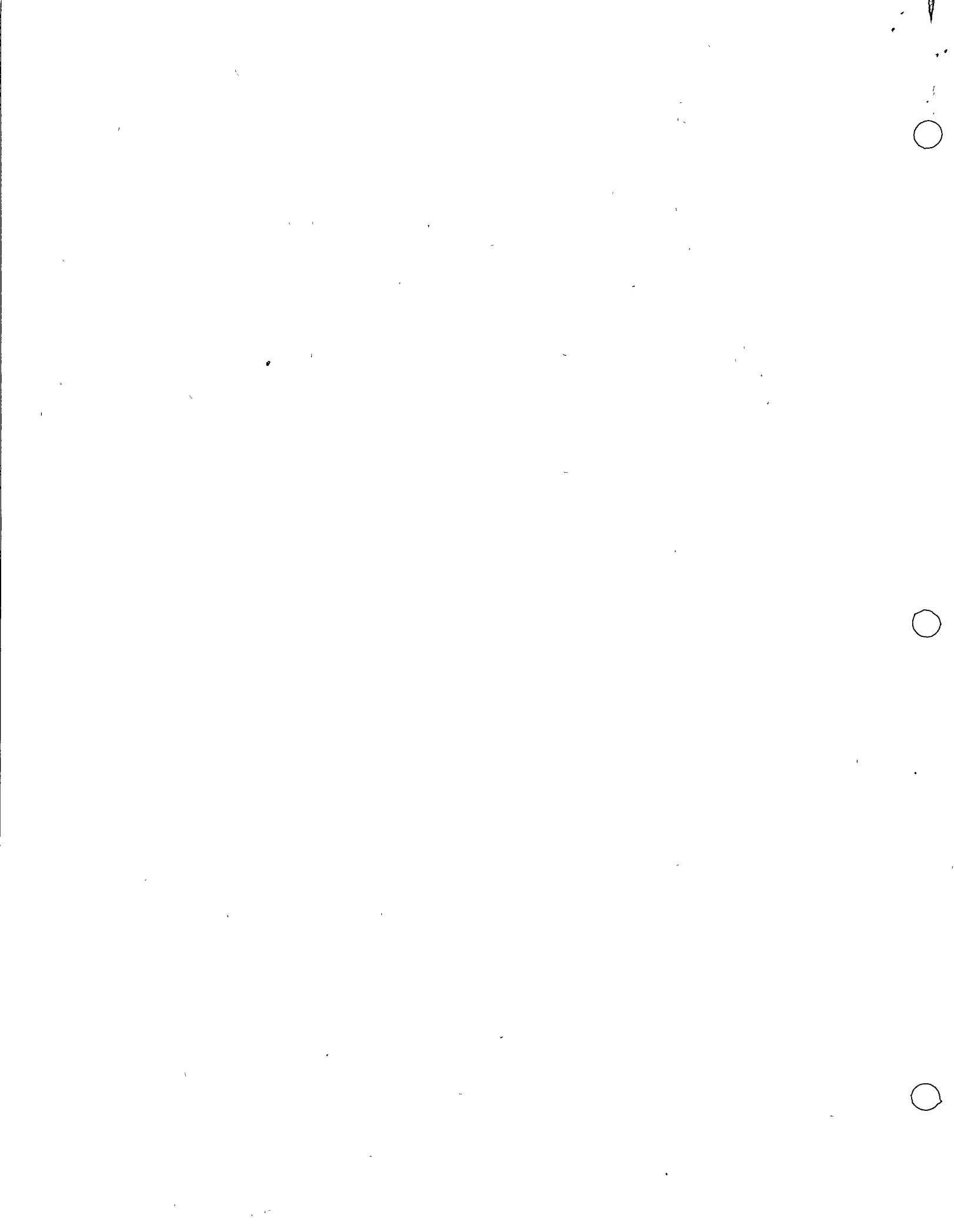
d = Diámetro del tubo en mts.

h = Pérdida de carga por fricción en mts.

L = Longitud del tubo en mts.

Despejando el valor de h, tenemos:

$$h^{0.54} = \frac{LQ}{278.5 C^{1.86} d^{2.63}} = \frac{LQ^{1.85}}{278.5 C^{1.85} d^{4.87}}$$



si llamamos $K = \frac{L}{278.5 C^{1.85} D^{4.87}}$ y $n = 1.85$,

nos queda:

$$h_f = KQ^n \dots\dots \textcircled{1}$$

La expresi3n anterior (1) nos indica que las f3rmulas generales para el flujo de agua en tuberfas muestran que para un diámetro, longitud y rugosidad de una tuberfa, las p3rdidas de carga varfan de acuerdo con una potencia de la descarga. Esto lo podemos confirmar si usamos cualquier otra f3rmula para el flujo en tuberfas, por ejemplo la de Manning.

$$Q = \sqrt{\frac{h}{L \frac{10.293 n^2}{D^{16/3}}}}$$

donde:

Q: Flujo en m³/seg. ; h = p3rdida de carga por fricc.

L = Longitud del tubo en mts; n = coef. de rugosidad

D = Diámetro del tubo en mts.

Despejando a h, tenemos: $h = \frac{L 10.293 n^2}{D^{16/3}} Q^2$

si hacemos $K = \frac{L 10.293 n^2}{D^{16/3}}$ y $n = 2$

nos queda:

$$h_f = KQ^n \dots\dots \textcircled{1}$$

Nota.- No confundir el factor n exponencial de la f3rmula con la n de rugosidad.

De la f3rmula general se observa que "K" es un factor de proporcionalidad y "n" tiene un valor num3rico que depende de la f3rmula empleada.

En la secuencia de la exposici3n usaremos el signo (+) para indicar todas las cantidades y movimientos en el sentido de las manecillas del reloj y el signo (-) lo usaremos para indicar las cantidades y movimientos en el sentido contrario a las manecillas del reloj; del circuito A. En cualquier circuito elemental (A) las p3rdidas de carga del flujo (+) es igual a la suma de p3rdidas de carga de todas las tuberfas en las cuales el flujo sigue el sentido -



de las menecillas del reloj alrededor del circuito y puede expresarse:

$$\sum_{\oplus} h_f = \sum_{\oplus} k Q_{\oplus}^n \dots\dots (2)$$

De la misma forma la suma de las pérdidas de carga (-) puede expresarse:

$$\sum_{\ominus} h_f = \sum_{\ominus} k Q_{\ominus}^n \dots\dots (3)$$

Como ya se ha dicho antes en la primera suposición de la división del flujo comunmente no resultará:

$$\sum_{\oplus} h_f = \sum_{\ominus} h_f$$

Suponiendo que la suma $\sum_{\oplus} h_f$ será la mayor, la diferencia es positiva y está dada por la expresión:

$$\sum_{\oplus} k Q_{\oplus}^n - \sum_{\ominus} k Q_{\ominus}^n \dots\dots (4)$$

Lo que representa el llamado "error de cierre" de las pérdidas de carga.

Es de desearse poder determinar la cantidad de corrección al flujo ΔQ , que restada a Q_{\oplus} y sumada a Q_{\ominus} , iguale las pérdidas de carga en las dos direcciones del circuito, de manera de satisfacer la ecuación:

$$\sum_{\oplus} k (Q_{\oplus} - \Delta Q)^n = \sum_{\ominus} k (Q_{\ominus} + \Delta Q)^n \dots\dots (5)$$

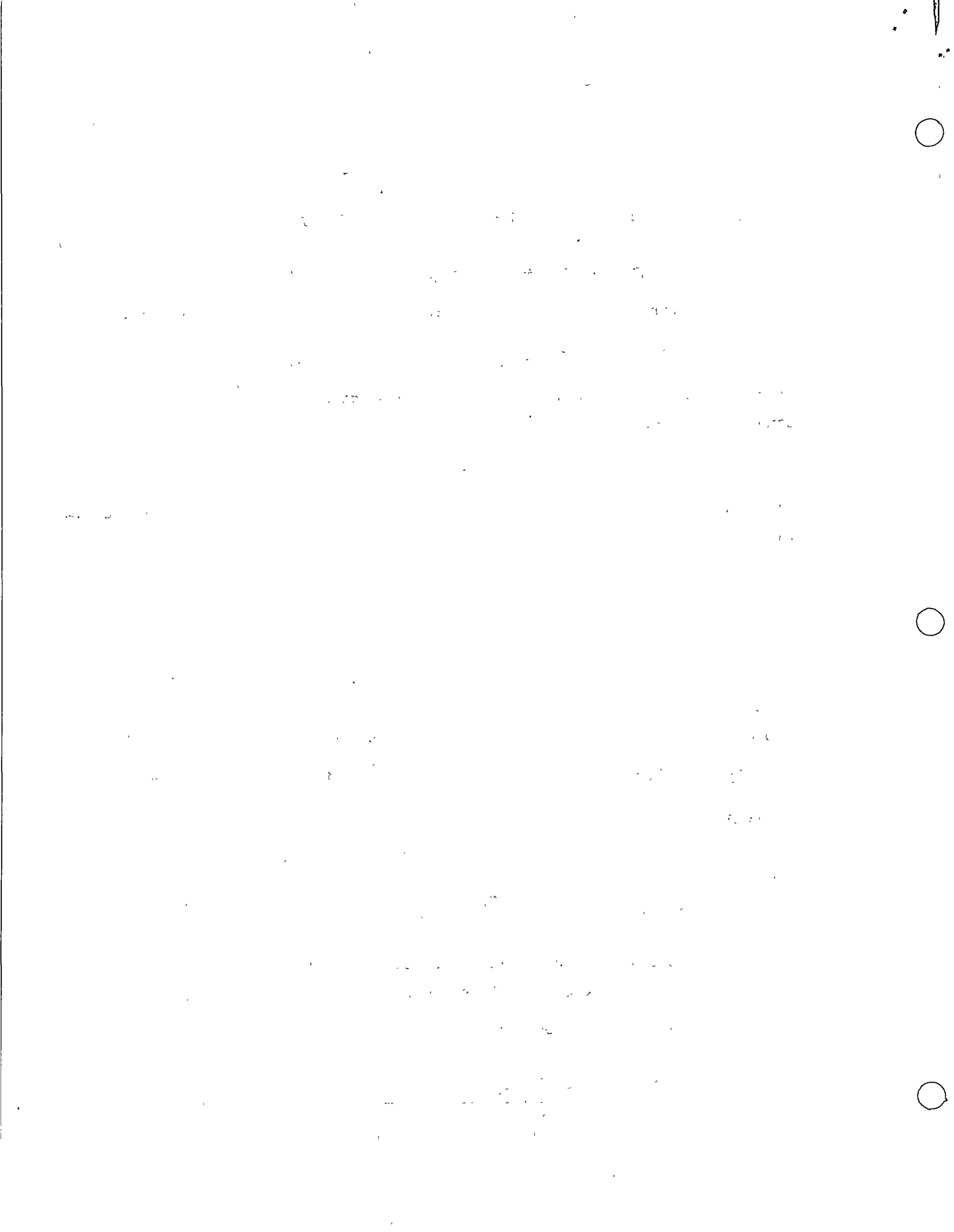
Desarrollando las cantidades encerradas en el paréntesis por el Teorema del binomio y empleando únicamente los primeros dos términos del desarrollo, tenemos.

$$\sum_{\oplus} k (Q_{\oplus}^n - n Q_{\oplus}^{n-1} \Delta Q) = \sum_{\ominus} k (Q_{\ominus}^n + n Q_{\ominus}^{n-1} \Delta Q) \dots\dots (6)$$

NOTA.- Cabe observar que el resto de los términos del binomio se desprecia porque las mayores potencias de ΔQ son presumiblemente muy pequeñas.

De ésta última expresión podemos despejar ΔQ :

$$\Delta Q = \frac{\sum_{\oplus} k Q_{\oplus}^n - \sum_{\ominus} k Q_{\ominus}^n}{n (\sum_{\oplus} k Q_{\oplus}^{n-1} + \sum_{\ominus} k Q_{\ominus}^{n-1})} \dots\dots (7)$$



Ahora bien dividiendo la ecuación (1) por Q, nos queda:

$$\frac{h_f}{Q} = \frac{KQ^n}{Q} \quad \text{ó} \quad KQ^{n-1} = \frac{h_f}{Q} \dots\dots\dots(8)$$

Sustituyendo los términos de las ecuaciones (2), (3) y (8) en la ecuación (7) de ΔQ, tenemos:

$$\Delta Q = \frac{\sum_{\oplus} h_f - \sum_{\ominus} h_f}{n \left(\sum_{\oplus} \frac{h_f}{Q_{\oplus}} + \sum_{\ominus} \frac{h_f}{Q_{\ominus}} \right)} \dots\dots\dots(9)$$

simplificando la expresión nos queda finalmente:

$$\Delta Q = \frac{\sum_{\oplus} h_f - \sum_{\ominus} h_f}{n \sum \frac{h_f}{Q}}$$

Expresión que ayuda a determinar la cantidad de corrección al flujo para equilibrar las pérdidas de carga en ambas ramas del circuito

D.2. Al igual que en la variante anterior, se puede determinar la expresión para determinar la cantidad de corrección a la pérdida de carga, de tal manera que se equilibren los flujos. Este método es aconsejable en el análisis de redes establecidas, que requieren ampliación que son los casos en los que se pueden conocer las alturas piezométricas en las entradas y las salidas.

$$\Delta h = \frac{n \sum Q}{\sum \frac{Q}{h_f}}$$

APLICACION DEL METODO.- (VARIANTE DI)

1.- Sobre el plano de la localidad se traza la red teniendo cuidado de señalar las calles por las que se tendrán tuberías principales y diferenciarlas de las calles que tendrán tuberías de relleno (Ver punto 3 "Planteamiento de Alternativas"). Se sugiere usar colores para mayor claridad.



32-1111

1944

1945

1946

1947

1948

1949

1950

1951

1952

1953

1954

1955

1956

1957

1958

1959

1960

1961

1962

1963

1964

1965

1966

1967

1968

1969

1970

1971

1972

1973

1974

1975

1976

1977

1978

1979

1980

1981

1982

1983

1984

1985

1986

1987

1988

1989

1990

1991

1992

1993

1994

1995

1996

1997

1998

1999

2000

2001

2002

2003

2004

2005

2006

2007

2008

2009

2010

2011

2012

2013

2014

2015

2016

2017

2018

2019

2020

2021

2022

2023

2024

2025

2026

2027

2028

2029

2030

2031

2032

2033

2034

2035

2036

2037

2038

2039

2040

2041

2042

2043

2044

2045

2046

2047

2048

2049

2050

2051

2052

2053

2054

2055

2056

2057

2058

2059

2060

2061

2062

2063

2064

2065

2066

2067

2068

2069

2070

2071

2072

2073

2074

2075

2076

2077

2078

2079

2080

2081

2082

2083

2084

2085

2086

2087

2088

2089

2090

2091

2092

2093

2094

2095

2096

2097

2098

2099

2100



1990

1991

1992

1993

1994

1995

1996

1997

1998

1999

2000

2001

2002

2003

2004

2005

2006

2007

2008

2009

2010

2011

2012

2013

2014

2015

2016

2017

2018

2019

2020

2021

2022

2023

2024

2025

2026

2027

2028

2029

2030

2031

2032

2033

2034

2035

2036

2037

2038

2039

2040

2041

2042

2043

2044

2045

2046

2047

2048

2049

2050

2051

2052

2053

2054

2055

2056

2057

2058

2059

2060

2061

2062

2063

2064

2065

2066

2067

2068

2069

2070

2071

2072

2073

2074

2075

2076

2077

2078

2079

2080

2081

2082

2083

2084

2085

2086

2087

2088

2089

2090

2091

2092

2093

2094

2095

2096

2097

2098

2099

2100



2.- Se determina la longitud total de tuberías en la red.

3.- Con el gasto de diseño y la longitud de red, se procede a determinar el coeficiente de gasto, gasto unitario ó gasto específico. Este resulta de dividir el gasto de diseño entre la longitud total de la red.

$$g_{re} = \frac{Q_{\text{máx. horario}}}{\text{Long total de Red}} = \text{lbs./seg./m.}$$

4.- Se supone una distribución de escurrimientos en la red, para lo cual se puede establecer sin mucho error que el agua se distribuye por las líneas troncales, por medio de las áreas de influencia. Simultaneamente deberán fijarse los puntos de equilibrio en cada circuito.

Se estima como puntos de equilibrio, los puntos de la red en los que las cargas deberán equilibrarse y regularmente pueden suponerse que en principio pueden quedar localizados en los puntos opuestos a los de alimentación.

5.- Se calculan los gastos parciales en cada tramo de la red, multiplicando el gasto específico por la longitud correspondiente a cada tramo. Para las tuberías de relleno se procede en igual forma teniendo cuidado de tomar en cuenta todos los puntos a partir de las tuberías principales que esten en condiciones de proporcionarles parte del caudal requerido.

6.- Se determinan los gastos acumulados sobre las tuberías principales, a partir de los puntos de equilibrio, es decir, la acumulación de gastos se lleva a cabo en sentido contrario al de suposición de escurrimientos.

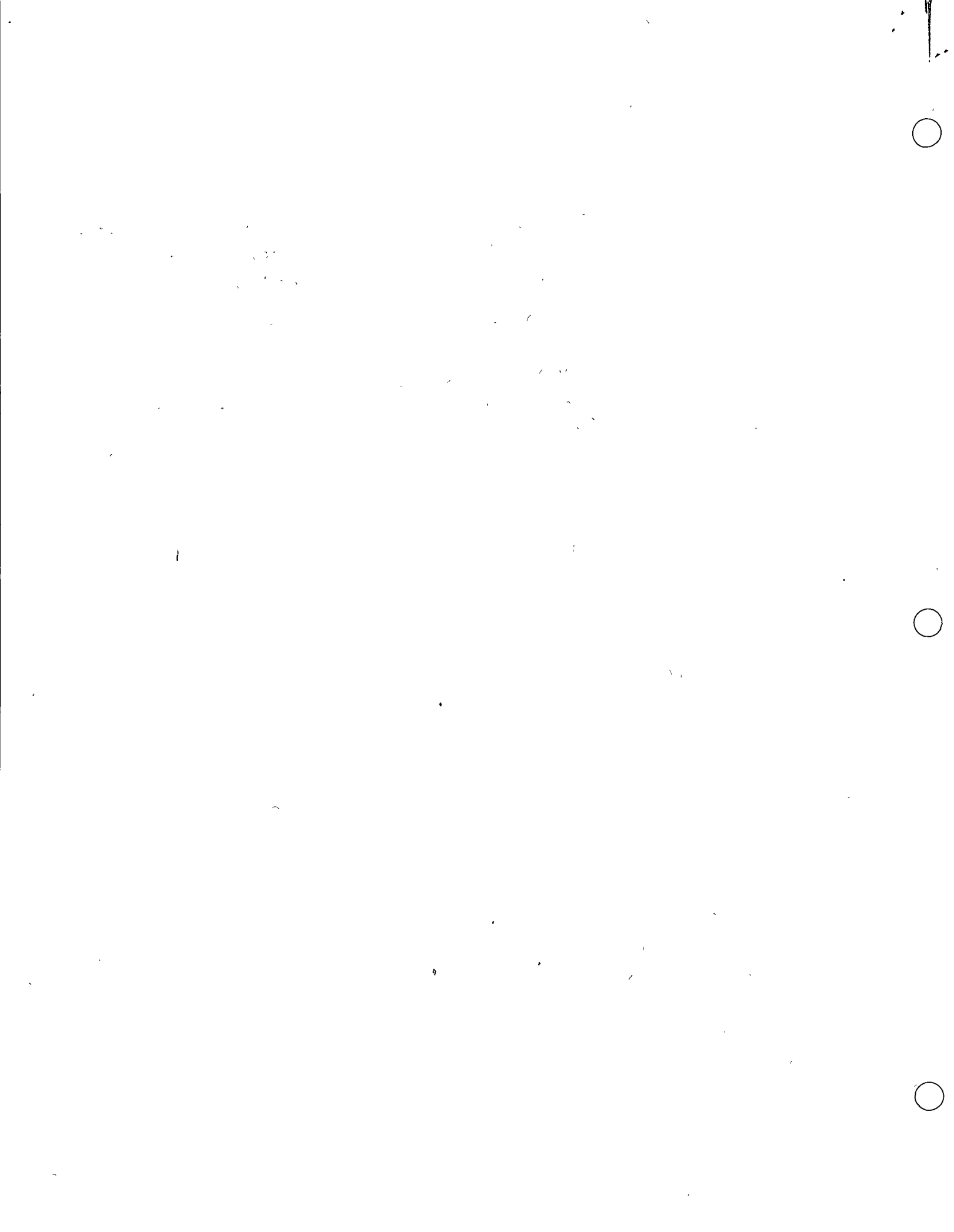
7.- Se estima los diámetros de las tuberías principales. Para ésto no existe un método directo haciéndose de acuerdo con el criterio del proyectista, tomando en cuenta que los diámetros disminuyen con la distancia a medida que se alejan del punto de alimentación, Puede utilizarse la siguiente expresión, con la cual se pueden obtener valores razonables para los diámetros.

$$\phi = 1.3 \text{ a } 1.5 \sqrt{Q}$$

donde:

ϕ = diámetro de la tubería en pulgadas

Q = Gasto acumulado en lbs/seg.



8.- Utilizando la tabla que se anexa se procede al análisis hidráulico de la red. Como ya se ha mencionado es difícil conseguir el equilibrio de inmediato ($\sum_{\oplus} h_f = \sum_{\ominus} h_f$), por lo que se procede a realizar una o varias iteraciones por medio de la aplicación sucesiva de la expresión (9), hasta conseguir la igualdad de pérdidas de carga en las dos ramas de cada circuito o bien que la diferencia sea lo suficientemente pequeña de manera que el ajuste final se pueda realizar mediante una compensación simple.

9.- Una vez logrado el ajuste hidráulico de la red se procede a determinar las elevaciones piezométricas en cada punto considerado para el análisis, así como la carga disponible, que deberán estar comprendidas dentro de los límites recomendados en la parte I.B.C. de estos apuntes.

10.- Finalmente se procederá a dibujar los planos de construcción de la red, cruceros, elaboración de presupuestos y memoria descriptiva.

Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page. The text is scattered and difficult to decipher.

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE.

TEMA IV.- REDES DE DISTRIBUCION

PROF. ING. GUILLERMO CORTES HERNANDEZ

5.- DETALLES DEL PROYECTO.-

A).- SECCIONAMIENTO.- Las válvulas de seccionamiento están consideradas como accesorios de la red de distribución y tienen por objeto seccionar o aislar un tramo o sector de tuberías, por reparación o ampliaciones, sin necesidad de suspender el servicio en el resto de la red.

Para poder señalar los puntos donde deberán colocarse las válvulas de seccionamiento, se procede previamente a preparar en forma adecuada un plano de la red en el que aparezcan por medio de su simbología correspondiente los diferentes diámetros, para las tuberías principales (resultantes del análisis hidráulico) y para las tuberías secundarias (las convenientes según la magnitud e importancia de la localidad), marcando perfectamente bien todos los detalles que se estime puedan influir en el seccionamiento como: cambios de dirección brusca en tuberías principales, cambio de diámetro, interconexión entre tuberías principales y entre éstas y tuberías de relleno, terminales de tramo, etc.

Existen diferentes criterios en cuanto a la localización y separación de las válvulas de seccionamiento, sin embargo, puede establecerse la conveniencia de localizarlas sobre las tuberías principales a distancias comprendidas entre 400 y 600 mts. con promedio de 500 mts. y sobre las tuberías secundarias en su conexión con las tuberías de las líneas troncales.

Por otra parte, es conveniente considerar que la coloca -



Handwritten text, possibly a signature or initials, located in the center of the page.



ción de válvulas de seccionamiento en la red de distribución, tiene por objeto no solamente el de aislar tramos de tuberías para ejecutar reparaciones o ampliar la propia red, sino que mediante una operación adecuada se tenga la oportunidad de derivar mayores caudales a sectores que por diversas razones requieran de más agua en determinados momentos, ya que de todos es sabido que a pesar de tomar en consideración durante la elaboración del proyecto un buen número de factores que ayuden a determinar los diversos consumos (probables) - que se vayan a presentar en la localidad en sus diferentes sectores que la integran, atendiendo a su área, densidad de población, carácter, etc., el comportamiento real del sistema puede diferir un poco en relación a lo planteado en el proyecto.

TIPOS DE VALVULAS.- Actualmente se fabrican en México diferentes tipos de válvulas de seccionamiento.

a).- Válvulas de tipo compuerta, las hay no roscadas o bridadas, montadas en bronce con cuerpo de hierro o todas de hierro, vástago fijo o vástago saliente, etc.

Las más empleadas para fines de abastecimiento de agua potable son las válvulas de vástago fijo, con extremos bridados (cara plana) montadas en bronce con cuerpo de hierro. Las hay desde 50mm. (2") \emptyset hasta 760 mm. (30") \emptyset . La presión de trabajo de éstas válvulas es de 14.1 kg/cm² (200 lbs/pg²)

b).- Válvulas de tipo mariposa. El empleo de estas válvulas para el control del flujo de fluidos representa ventajas con relación a las del tipo compuerta, fundamentalmente por su menor volumen de ocupación y peso que ocasionan facilidad de instalación y operación. Se fabrican en dos diferentes tipos: oblea (wafer) para instalarse entre bridas y bridadas, con cuerpo y disco de hierro y cuerpo

Faint, illegible text covering the majority of the page, possibly bleed-through from the reverse side.



y disco de bronce, ó cuerpo de hierro y disco de bronce. Se diseñan para una presión de trabajo de 10.5 kg/cm² (150 lbs/pg²).

Teóricamente las hay de 50 mm (2") Ø hasta 500 mm (20") Ø de las del tipo oblea (wafer), sin embargo, actualmente solo se les consigue de 300 mm (12") Ø a 500 mm (20") Ø.

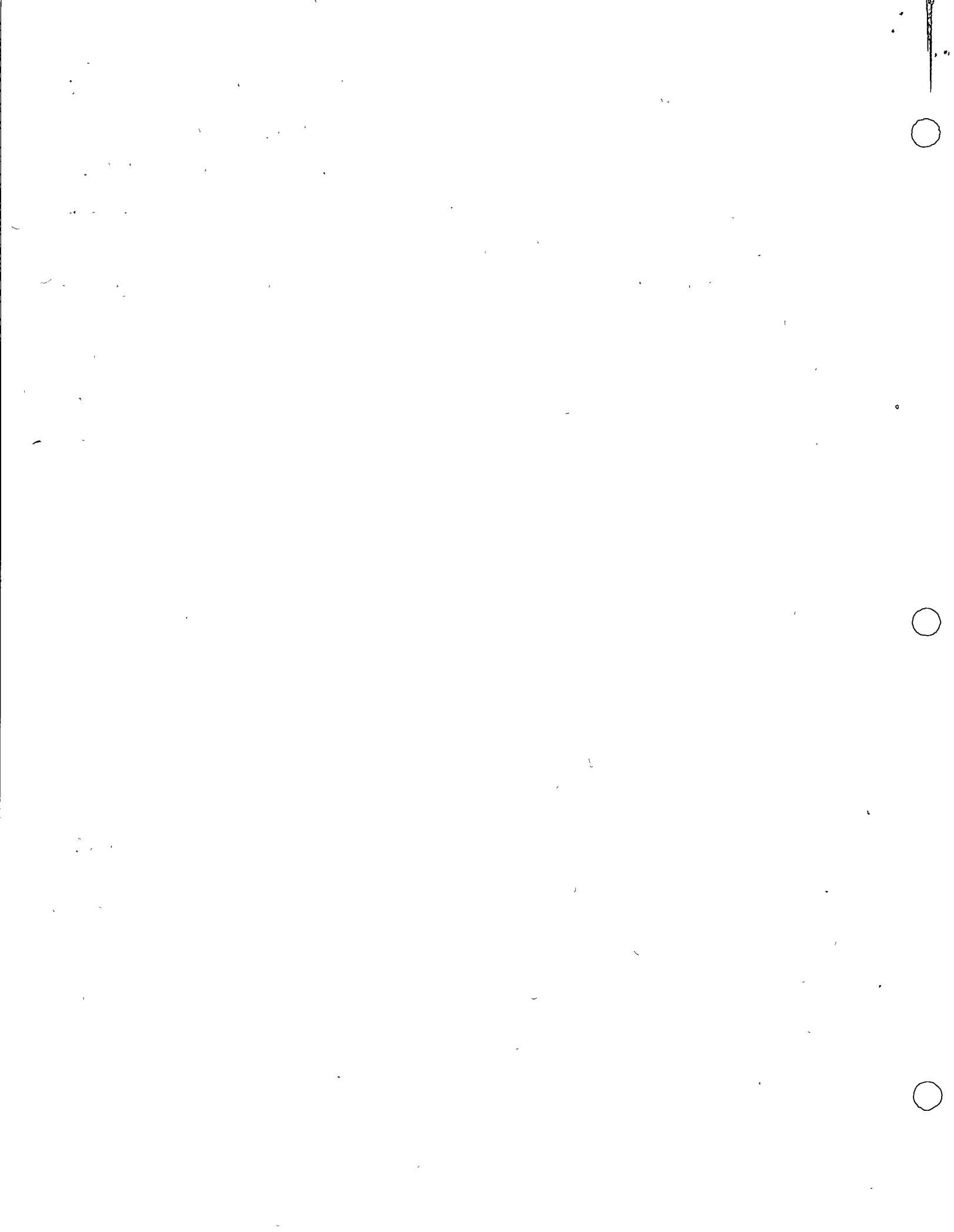
Las del tipo bridado solo se fabrican de 600 mm (24") Ø en adelante hasta 1219 mm (48") Ø. Es recomendable su uso en los diámetros que se consigan en el mercado además de las ventajas señaladas en renglones anteriores, porque la caja para su protección y operación se puede construir de menores dimensiones.

c).- Válvulas con Cámara de Butilo (Valflex).- Estas válvulas al igual que las anteriores sirven para seccionar y su uso se ha hecho popular en los proyectos de agua potable.

Básicamente están formadas por una caja o cuerpo de hierro fundido en la que se aloja un pequeño cilindro semiaplastado formado a base de una resina sintética, llamada "Butilo", un ocluser y un vástago con tuerca.

Tienen la ventaja que su suministro se puede hacer bajo diferentes necesidades, de proyecto, por ejemplo se les puede conseguir con una brida en un extremo y una junta Gibault en el otro, para ligar a otra brida y tubería, respectivamente; con una reducción en un extremo y una junta Gibault en el otro extremo (caso en el que se requiere disminuir diámetros); y finalmente con dos juntas Gibault, una en cada extremo de la válvula.

Las válvulas con reducción se fabrican desde 200 mm x 100mm (8" x 4") Ø hasta 75 mm x 50 mm (3" x 2") Ø y sin reducción de 100 mm (4") Ø a 50 mm (2") Ø.



RECOMENDACIONES EN EL USO DE LAS VALVULAS.-

De estudios económicos llevados a cabo en diversos proyectos, se ha deducido la siguiente tabla en la que se puede observar el tipo de válvula más recomendable, según el diámetro que se requiera:

1o.- VALVULAS TIPO VALFLEX

| | | | |
|-----|-------------|-------------------|---|
| 200 | mm x 100 mm | (8" x 4") | Ø |
| | x 75 | (x 3") | |
| | x 60 | (x2 1/2") | |
| 150 | mm x 100 mm | (6" x 4") | Ø |
| | x 75 | (x 3") | |
| | x 60 | (x2 1/2") | |
| | x 50 | (x 2") | |
| 100 | mm x 75 mm | (4" x 3") | Ø |
| | x 60 | (x2 1/2") | |
| | x 50 | (x 2") | |
| 75 | mm x 60 mm | (3" x2 1/2") | Ø |
| | x 50 mm | (x 2") | |
| 100 | mm x 100 mm | (4" x 4") | Ø |
| 75 | x 75 | (3" x 3") | |
| 60 | x 60 | (2 1/2" x2 1/2") | |
| 50 | x 50 | (2" x 2") | |

VALVULAS CON REDUCION Y UNA JUNTA GIBAULT

VALVULAS SIN REDUCION CON UNA BRIDA Y UNA JUNTA GIBAULT O CON DOS JUNTAS GIBAULT

2o.- VALVULAS TIPO MARIPOSA

| | | | |
|-----|----|---------|---|
| 300 | mm | (12") | Ø |
| 350 | mm | (14") | Ø |
| 400 | mm | (16") | Ø |
| 450 | mm | (18") | Ø |
| 500 | mm | (20") | Ø |

TIPO OBLEA, PARA COLOCAR ENTRE BRIDAS (REQUIERE DE LA EXTREMIDAD DE Fo.Fo. Y LA J.G.

1948

1. The first part of the report is devoted to a general survey of the situation in the country. It is based on the results of the work of the various departments of the Ministry of the Interior and the State Security apparatus.

2. The second part of the report contains a detailed analysis of the economic situation in the country. It is based on the results of the work of the various departments of the Ministry of the Interior and the State Security apparatus.

3. The third part of the report contains a detailed analysis of the political situation in the country. It is based on the results of the work of the various departments of the Ministry of the Interior and the State Security apparatus.

| | | |
|-------------------|---|---------|
| 600 mm (24") Ø | } | BRIDADA |
| 762 mm (30") Ø | | |
| 915 mm (36") Ø | | |
| 1065 mm (42") Ø | | |
| 1210 mm (48") Ø | | |

3o.- TIPO COMPUERTA.-

| | | |
|------------------|---|---------|
| 150 mm (6") Ø | } | BRIDADA |
| 200 mm (8") Ø | | |
| 250 mm (10") Ø | | |

Sin embargo, no siempre es conveniente tener una gran variedad de tipos de válvulas, prefiriéndose uniformizar su selección.

B).- CUANTIFICACION DE TUBERIAS, DISEÑO DE CRUCEROS Y PIEZAS ESPECIALES.- La cuantificación de tuberías es una parte del proyecto - que resulta simple de llevar a cabo, sin embargo, requiere de la atención del Ingeniero, con objeto de no incurrir en errores por omisión, doble recuento o equivocación del diámetro. Es recomendable que éste trabajo sea ejecutado por dos personas, de manera que la primera centre su atención en localizar sobre el plano de la red, las longitudes de los diferentes diámetros, que por supuesto deben tenerse ya dibujados con sus respectivos signos convencionales, y debidamente acotados de crucero a crucero; la segunda persona se encargará de ir anotando las cantidades que le sean dictadas atendiendo a su diámetro y tipo de tubería y etapa de construcción (inmediata o futura). También es de recomendarse que la persona que localice y dicte cantidades de tubería señale o marque los valores que vaya transmitiendo a la segunda. Finalmente se tendrá oportunidad de dar un vistazo al plano con objeto de observar si todavía quedan tramos de tuberías por anotar.



DISEÑO DE CRUCEROS Y PIEZAS ESPECIALES.-

Se entiende por crucero a todo aquel punto del proyecto de la red, en el que se requiera de piezas especiales para poder realizar la interconexión de tuberías, cambiar de diámetros, cambiar de dirección en las tuberías, colocación de válvulas de seccionamiento, hidrantes contra incendio, terminales del tramo de tuberías, cambio de tipos de material que forman las tuberías, cambio de clases entre tuberías del mismo material, etc.

Todos esos puntos dentro de la red deberán distinguirse con un número encerrado por un círculo, procurando que la localización de cruceros pueda, en un momento dado, hacerse con facilidad. Es recomendable numerar primero en forma progresiva los cruceros que se localicen sobre las tuberías principales y por último los cruceros que se localicen sobre las tuberías de relleno, con lo cual se facilitará posteriormente el recuento de piezas especiales.

Para el diseño de cruceros pueden emplearse piezas especiales de fierro fundido, de asbesto cemento, ó P.V.C., siendo más frecuentemente usadas las primeras por su gran variedad de diámetros -- que ofrecen los fabricantes, pudiendo ser bridadas o con campana, para ligarse a tuberías de A.C. ó P.V.C.

Las piezas especiales más comunes pueden ser cruces, tes, codos, reducciones, juntas universales, juntas gibault, terminales, coples de transición, adaptadores, extremidades, carretes, empaques de plomo, tornillos, tapas ciegas, bridas con rosca, etc.

Para poder realizar un buen diseño de cruceros es conveniente consultar los catálogos respectivos que ofrecen los diferentes fabricantes.

Una vez diseñados los cruceros, se procede a la cuantifi--



The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This not only helps in tracking expenses but also ensures compliance with tax regulations.

Furthermore, it is advised to review these records regularly to identify any discrepancies or errors. This proactive approach can prevent issues from escalating and ensure that the financial statements are accurate and reliable.



In addition, the document highlights the need for clear communication between all parties involved in the financial process. Regular meetings and updates can help in understanding the current financial status and planning for the future.

It is also recommended to consult with a professional accountant or financial advisor to ensure that all financial practices are sound and optimized for the business's needs.

The final section of the document provides a summary of the key points discussed. It reiterates the importance of accuracy, regular review, and clear communication in managing the company's finances effectively.

By following these guidelines, businesses can ensure that their financial records are up-to-date and accurate, which is essential for making informed decisions and maintaining the long-term success of the organization.



cación de piezas y enlistamiento, procurando que aparezcan por orden de importancia y de los diámetros mayores a los menores.

1. The first part of the document is a list of names and addresses.

2. The second part of the document is a list of names and addresses.



CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE

TEMA IV.- REDES DE DISTRIBUCION

PROF. ING. GUILLERMO CORTES HERNANDEZ

6.- CATALOGO DE OBRAS Y ELABORACION DE PRESUPUESTO.-

En base a los resúmenes de cantidades de tuberías, válvulas, piezas especiales, etc., se procede a elaborar el catálogo de obra, que consiste básicamente en la descripción detallada de cada uno de los conceptos que integrarán la obra, como rupturas y reposición de pavimentos y banquetas, excavación y relleno de zanjas, -- instalación y suministro de tuberías, válvulas y piezas especiales, construcción de cajas para operación y conservación de válvulas, -- construcción de atraques de concreto, etc., etc.

A cada uno de los conceptos que integren el catálogo de obra se le aplicará un precio unitario de acuerdo con la tarifa que se haya asignado a la localidad, con objeto de elaborar el presupuesto de las obras. Este presupuesto deberá detallarse en sus dos aspectos fundamentales por separado, es decir, en lo concerniente a mano de obra y lo correspondiente al suministro de materiales. Finalmente con objeto de tener una panorámica que permita conocer en forma global el importe de cada una de las obras por realizar, deberá presentarse un resumen general del presupuesto, mismo al que se acostumbra incrementar el 7% para cubrir los gastos por administración de la obra e ingeniería y a la suma del costo de las obras más el 7% mencionado, se le incrementa el 15% para cubrir los imprevistos que pudieran surgir durante la construcción.

7.- PRESENTACION DE PLANOS DE CONSTRUCCION.- Los planos que servirán primero para la realización de las obras y posteriormente para



44

la operación del sistema, deberán ser claros conteniendo todo lo necesario para su aplicación y entendimiento, destacando en su presentación fundamentalmente lo siguiente:

A).- PLANOS DE LA RED.-

- a).- Nombre de todas las calles
- b).- Trazo de tuberías con su signo convencional correspondiente a cada diámetro, señalando las existentes y las de proyecto, construcción inmediata y -- construcción futura
- c).- Longitud de tuberías de crucero a crucero
- d).- Numeración de todos los cruceros
- e).- Localización de válvulas de seccionamiento, hidrantes de toma pública e hidrantes contra incendio
- f).- Cota del terreno en mts. y carga disponible en -- m.c.a. en todos los cruceros sobre la tubería principal que se hayan considerado para el análisis
- g).- Etapas de construcción (inmediata y futura)
- h).- Calles con pavimentos y banquetas (indicando tipos y espesores.
- i).- Orientación
- j).- Escalas
- k).- Cuadro resumen de los datos básicos de proyecto
- l).- Cuadro resumen de las cantidades de tubería señalando diámetros, clases y tipos
- m).- Cuadro resumen de signos convencionales usados en el plano
- n).- Cuadro resumen de notas importantes sobre consideraciones de proyecto, construcción y operación del

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

In the second section, the author details the various methods used to collect and analyze the data. This includes both manual and automated processes. The manual process involves reviewing each entry individually, while the automated process uses software to identify patterns and anomalies.

The third part of the document focuses on the results of the analysis. It shows that there are several areas where the data deviates from the expected values. These deviations are likely due to human error or system malfunctions. The author provides a detailed breakdown of these errors and suggests ways to prevent them in the future.

Finally, the document concludes with a summary of the findings and a list of recommendations. The recommendations include improving the data collection process, implementing more rigorous checks, and providing additional training for the staff. The author believes that these steps will help to ensure the accuracy and reliability of the data in the future.



sistema.

B).- PLANOS DE CRUCEROS

- a).- Diseño detallado de todos los cruceros, indicando piezas empleadas, materiales que las integran, dimensiones en milímetros, identificación de las piezas existentes y de proyecto
- b).- En el caso de cruceros donde se tengan válvulas de seccionamiento, se debe indicar el tipo de caja para su protección y operación
- c).- Lista de piezas especiales, indicando símbolo convencional de cada pieza, descripción detallada, número de piezas de construcción inmediata, de construcción futura y totales
- d).- Cuadro resumen de notas importantes sobre consideraciones de proyecto, construcción y operación del sistema

8.- MEMORIA DESCRIPTIVA.-

Todo proyecto deberá acompañarse de una memoria descriptiva que fundamentalmente deberá quedar integrada por tres fracciones:

A).- GENERALIDADES.- Son todos los datos relacionados con el conocimiento de la localidad en cuanto a su localización geográfica, antecedentes históricos, orografía, hidrografía, vías de comunicación, fuentes de riqueza y actividades de la comunidad, salarios y sueldos predominantes, enfermedades más frecuentes, natalidad, mortalidad, servicios públicos, grado de urbanización, etc.

B).- DESCRIPCIÓN DEL SERVICIO EXISTENTE DE AGUA POTABLE.- En el caso de localidades con servicio establecido de agua potable, se requiere describir las partes que lo integran, localización de cada



una , estado de conservación, deficiencias más sobresalientes en el servicio, necesidades de mejoramiento, ampliación y/o rehabilitación, factibilidad de seguir utilizándose en el nuevo proyecto, etc.

C).- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.- Los proyectos de agua potable, como muchas otras obras, pueden tener una o varias finalidades, como por ejemplo: ampliar el servicio, mejorarlo, rehabilitarlo, establecer servicio nuevo, etc. En cada caso, deberá detallarse mediante una descripción la finalidad del proyecto, pudiendo emplearse cualquiera de los términos anotados o la combinación de ellos, según convenga. En todo caso, debe desglosarse el contenido del proyecto detallando fundamentalmente:

a).- Datos básicos de proyecto (población del último censo, población proyecto, dotación, caudales de diseño, variaciones de consumo, fuente de abastecimiento, obra de captación, tipo de conducción, tipo y capacidad de la regularización, tipo de distribución y sistema general de funcionamiento del conjunto de obras.

b).- Fuente de abastecimiento y obra de captación, señalando caudales disponibles, características físico-químicas y bacteriológicas del agua por usar, tipo de captación, niveles del agua, etc.

c).- Conducción.- Tipo de conducción (gravedad y/o bombeo), diámetros, materiales y clases de las tuberías por usar , tramos con o sin servicio en ruta (T.C.S.R., T.S.S.R.), cantidades de tubería etc

d).- Regularización.- Ubicación del o los tanques, capacidades requeridas, etapas de construcción conforme a los volúmenes requeridos, ubicación con relación al nivel del terreno y a la red de distribución, materiales empleados para su construcción, etc.

e).- Alimentación y Distribución.- Tuberías usadas en el proyecto, diámetros y cantidades, disposición de la red, localización -



de válvulas de seccionamiento y tipo empleado, localización de hidrantes contra incendio indicando diámetros de tuberías a las que deban conectarse, capacidad de los hidrantes, tipo de piezas especiales empleadas en el diseño de cruceros y método empleado en el análisis hidráulico de la red.

f).- Tomas domiciliarias y medidores.- Número de tomas consideradas en el proyecto, indicando cuantas corresponden a existentes en mal estado que requieran ser substituídas por nuevas, cuantas son nuevas, cuantas de instalación inmediata y número de tomas futuras y en igual forma, número de medidores para tomas existentes, número de tomas que no cuenten con ese dispositivo, número para tomas nuevas inmediatas y futuras; tipo de toma y medidor indicando características generales.

g).- Potabilización y/o desinfección.- Descripción somera (1) del tratamiento que deba darse al agua en función de sus características físico-químicas y bacteriológicas que haya arrojado el análisis de muestras de agua practicado en el laboratorio, indicando además, las obras que deban integrar la estación de tratamiento.

h).- Tarifa de Precios Unitarios e importe aproximado de las obras.- Finalmente, en la memoria descriptiva deberá hacerse mención a la tarifa de precios unitarios vigente, considerada para la elaboración de los presupuestos, así como el monto total aproximado de las obras por realizar.

(1).- Se estima que todos los aspectos relacionados con los proyectos que se consideran especiales dentro de un abastecimiento de agua potable, deben ser abordados por especialistas, los que a su vez, en la memoria descriptiva correspondiente, dan detalle más amplio de las obras.



9).- ESPECIFICACIONES COMPLEMENTARIAS

Están integradas por el conjunto de definiciones, formas de ejecución, obras que comprenden, mediciones y pago de cada uno de los conceptos que integran el presupuesto del proyecto. Son de vital importancia para el Ingeniero Constructor, sin embargo, deben ser del conocimiento y consideración del Ingeniero Proyectista, con vistas a elaborar los presupuestos de común a las estimaciones en cuanto a unidades de medida y precios unitarios que se acostumbra emplear en el campo de la construcción.

10).- PRESENTACION Y ENTREGA DEL PROYECTO.-

Se deberán armar finalmente, un número adecuado de ejemplares para su distribución entre las diversas dependencias que intervengan en las obras, mismos que quedarán integrados en la forma siguiente:

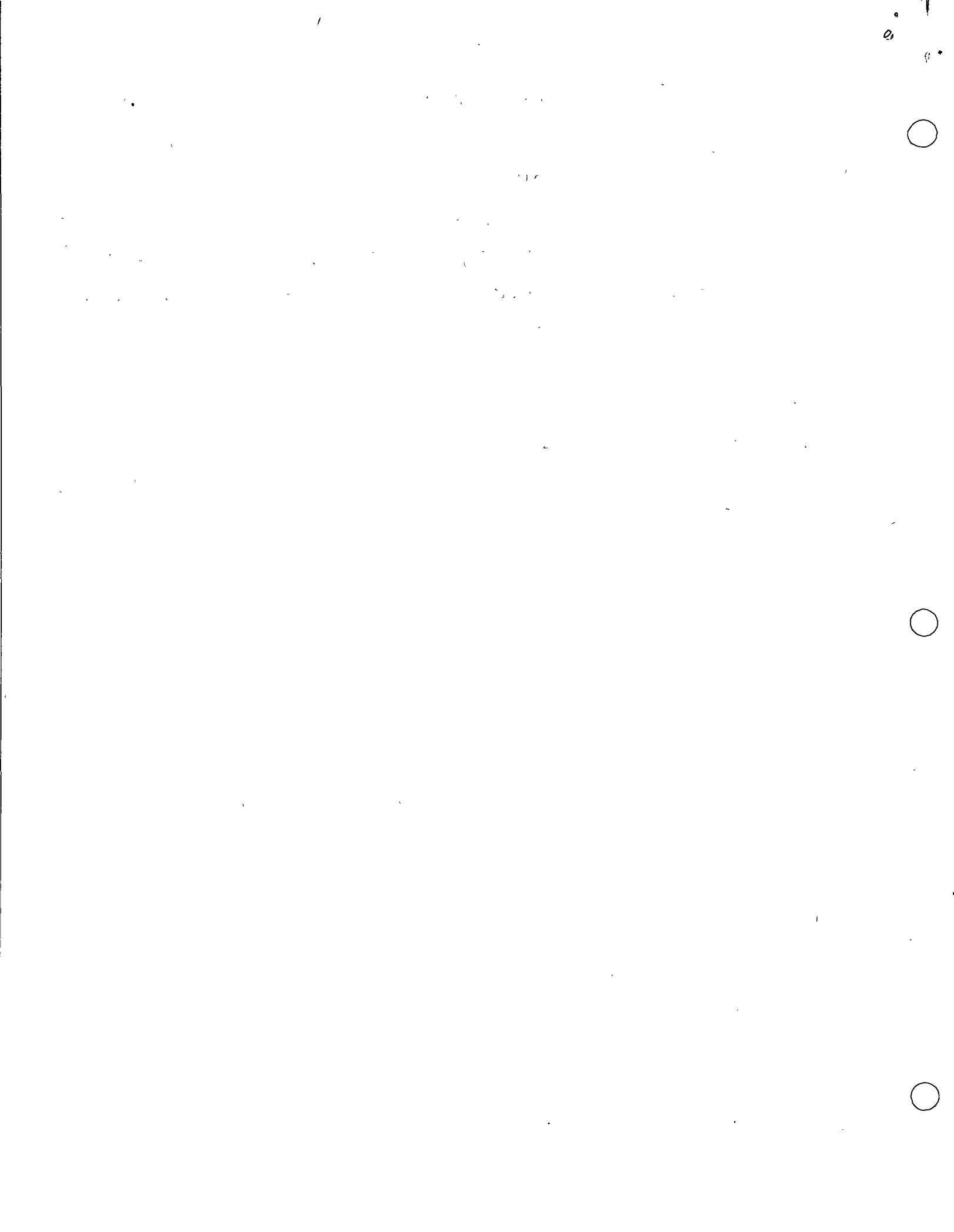
a).- Portada.- Indicando localidad y estado de la República a que pertenece, tipo de obra, contenido del ejemplar y año de realización del Proyecto.

b).- Memoria descriptiva.- Véase punto 8 del proyecto.

c).- Resumen del presupuesto y presupuesto detallado de las obras que integran el proyecto (véase punto 6)

d).- Planos.- Todos los planos definitivos que hayan resultado en la elaboración del proyecto, así como aquellos tipo que se estime adecuado anexar (zanjas, atraques, cajas para válvulas, conexiones de toma domiciliaria, etc.)

RECOMENDACIONES.- Es aconsejable y deseable que todas aquellas localidades a las que se les realiza un proyecto dé agua potable, cuenten en lo sucesivo con un expediente que sirva para ocasiones futuras en nuevos proyectos, pudiendo tenerse lo siguiente:



1o.- Se estima conveniente que por lo menos un ejemplar - del proyecto obre en poder del archivo de la oficina ejecutora del mismo.

2o.- Los planos originales (tela, plástico, papel, etc.) debidamente clasificados y archivados por una oficina única.

3o.- Legajo de antecedentes con documentación, planos en borrador y toda aquella información que se estime conveniente guardar en el archivo general de la oficina ejecutora del proyecto.

NOTAS ELABORADAS POR

ING. GUILLERMO CORTES HERNANDEZ.

Profesor de Ingeniería Sanitaria de la Carrera de Ingeniería Civil en la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del I.P.N.

México, D.F., julio de 1976.

e



BIBLIOGRAFIA.-

- 1.- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES. VOL. I.
Por GORDON MASKEW FAIR, JOHN CHARLES GEYER Y DANIEL ALEXANDER OKUN.- Editorial LIMUSA.- 1a. Edición en Español - 1968
- 2.- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO.
Por ERNEST W. STEEL.- Editorial GUSTAVO GILI S.A.- 4a. Edición en Español
- 3.- HYDRAULICS.-
Por HORACE W. KING, CHESTER O. WISLER Y JAMES G. WOODBURN.-
Editorial JOHN WILEY AND SONS, INC. NEW YORK - LONDON
5a. Edición. Título original en Inglés - 1963
- 4.- APUNTES DE INGENIERIA SANITARIA I.-
Por ING. GUILLERMO CORTES HERNANDEZ. Profesor de Ingeniería Sanitaria, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura I.P.N.
- 5.- NORMAS DE PROYECTOS PARA OBRAS DE APROVISIONAMIENTO DE AGUA -- POTABLE EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA.-
DIRECCION GENERAL DE AGUA POTABLE Y ALC.- S.R.H. - 1976
- 6.- CRITERIOS DE DISEÑO PARA ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE EM-
PLEANDO TUBERIA DE P.V.C.
FABRICANTES DE TUBERIAS P.V.C. - México, 1971
- 7.- CATALOGO DE TUBERIAS DE ASBESTO CEMENTO.-
ASBESTOS DE MEXICO, S.A. - 1975
- 8.- CATALOGO DE TUBERIAS Y CONEXIONES POLYDUCTO P.V.C.-
ASBESTOS DE MEXICO, S.A. - 1975
- 9.- CATALOGO DE TUBERIA HIDRAULICA VINIDUR P.V.C.-
PLASTOTECNICA, S.A. - 1976



- 10.- MANUAL DE TUBERIAS Y PIEZAS ESPECIALES.-
PLASTICOS Y CONEXIONES, S. A. - 1975
- 11.- CATALOGO DE PIEZAS ESPECIALES.-
COMERCIAL HIDRAULICA, S.A. - 1975
- 12.- MANUAL TECNICO E INSTALACION DE TUBERIAS EXTRU- PAK (RESINA DE POLIETILENO)
PROTEXA.- 1976
- 13.- CATALOGO DE VALVULAS DE SECCIONAMIENTO
STOCKHAM DE MEXICO, S.A. - 1968
- 14.- CATALOGO DE VALVULAS DE SECCIONAMIENTO TIPO MARIPOSA MAGNA
STOCKHAM DE MEXICO, S.A. -
- 15.- CATALOGO DE VALVULAS DE SECCIONAMIENTO Y PIEZAS "G.P.B." -
VALFLEX
- 16.- CATALOGO DE PIEZAS ESPECIALES DE FIERRO FUNDIDO.-
FUNDICIONES RUIZ, S.A. - 1976
- 17.- CATALOGO DE PIEZAS ESPECIALES DE FIERRO FUNDIDO
MYMACO, S.A.

México, D.F., julio de 1976.

G.C.H./

Handwritten scribbles and lines in the top right corner.

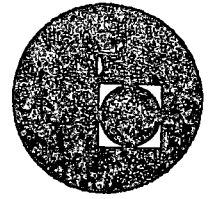


Faint, illegible text scattered across the upper half of the page, possibly bleed-through from the reverse side.

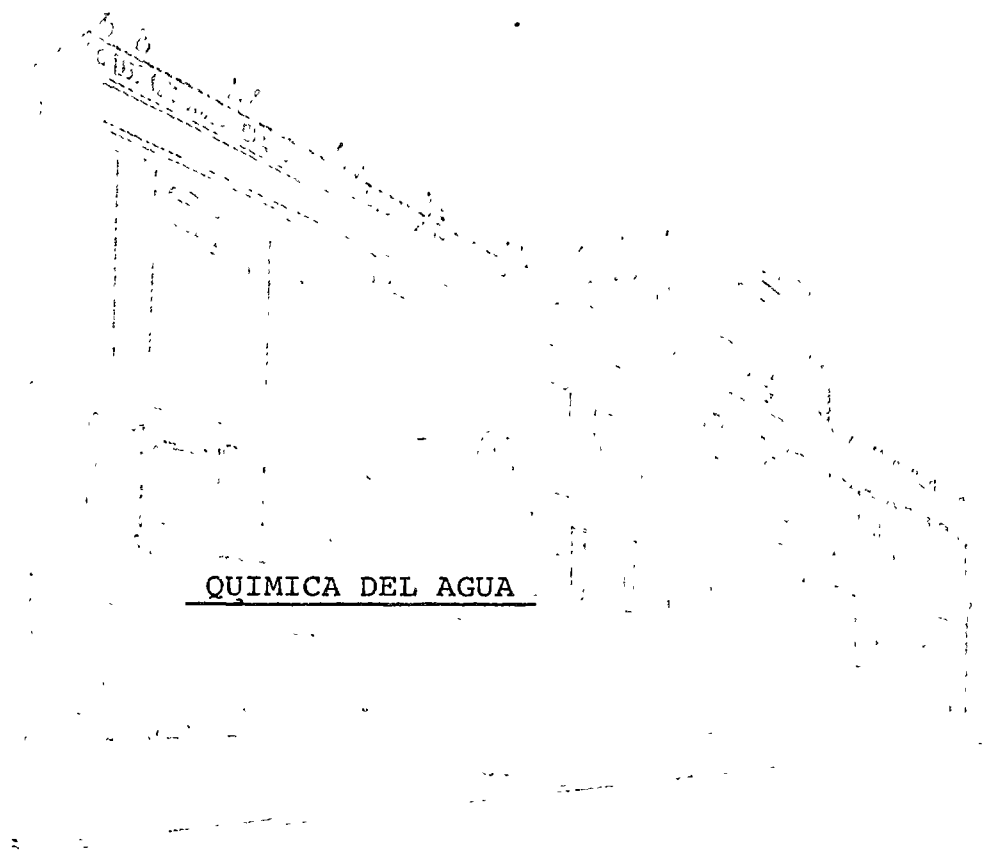




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE



QUIMICA DEL AGUA

ING. MIGUEL ANGEL ARCINIEGA TER-VEEN

Handwritten text at the top of the page, possibly a title or header, which is mostly illegible due to fading and bleed-through. It appears to contain several lines of text.



CLARIFICACION, ENSAYOS SOBRE COAGULACION-FLOCULACION

Muchos son los factores que incluyen en la remoción de color y/o turbiedad, y entre ellos puede citarse: eficiencia de la mezcla -- rápida, tiempo de la mezcla rápida, eficiencia de la floculación, tiempo de floculación, presencia de ciertos iones (cloruros, sulfatos, -- fosfatos, etc.), pH, temperatura, alcalinidad, tipo de color y turbiedad, calidades de color y turbiedad, tipo de coagulante, dosis de coagulante, tipos de ayudante de coagulación, dosis de ayudantes de coagulación.

Todos estos factores pueden ser estudiados separada o combinadamente por medio de ensayos de pruebas de jarras, con los cuales se pueden analizar los siguientes parámetros:

Determinación de dosis óptima mediante evaluación de:

- (a) Tamaño del Floc producido.
- (b) Tiempo inicial de formación del floc.
- (c) Determinación de pH, alcalinidad, coagulante, turbiedad y color residuales.

Determinación de la velocidad de sedimentación en las jarras.

Determinación de la influencia del pH en la coagulación.

Determinación de la eficiencia de la mezcla mediante ensayos de segregación.

Determinación de la influencia que la concentración de los coagulantes tienen en la coagulación.

Determinación del gradiente de velocidad óptima de floculación.

Evaluación de la eficiencia de los ayudantes de floculación.

Comparación entre la prueba de jarras y el comportamiento de los floculadores.

Determinación del tiempo óptimo de floculación.

DETERMINACION DE LA DOSIS OPTIMA DE COAGULANTE

Objetivo

El objetivo de este ensayo es poder determinar la dosis de coagulantes que produce la más rápida desestabilización de las partículas coloidales en la planta y hace que se forme un floc pesado y compacto que quede fácilmente retenido en los sedimentadores y no se rompa al pasar por el filtro. Debe observarse que no necesariamente el floc que sedimenta rápidamente es el que queda retenido en el filtro con más facilidad. El floc que se busca, por tanto, es aquel que da el mayor rendimiento en el conjunto de los procesos de clarificación.

El equipo y los reactivos que se necesita para ejecutar la prueba de jarras se describen a continuación.

Aparato de prueba de jarros.

El aparato de prueba de jarros fue desarrollado entre 1918 y 1921 por Langelier y Baylis, separadamente. Consta básicamente de un agitador múltiple.

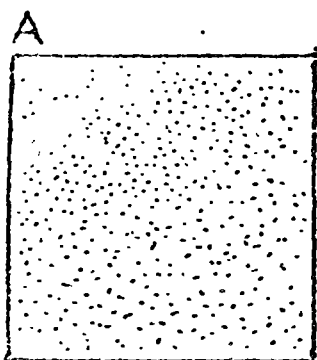
Una vez mezclados los coagulantes con el agua se pueden hacer las determinaciones que se describen a continuación:

CALIFICACION DEL FLOC

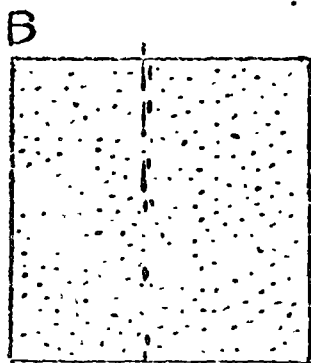
Se observa el tamaño del floc producido y se le evalúa cualitativamente según sus características. Puede expresarse su tamaño en mm. de acuerdo con el comparador desarrollado por el Water Research Institute de Inglaterra (Figura siguiente), o según el índice de Willcomb que se incluye en la tabla. Se escoge como dosis óptima la de la jarra que produce una partícula más grande, de mayor velocidad de asentamiento aparente y que deje ver el agua más cristalina entre los flóculos.

INDICE DE FLOCULACION DE WILLCOMB

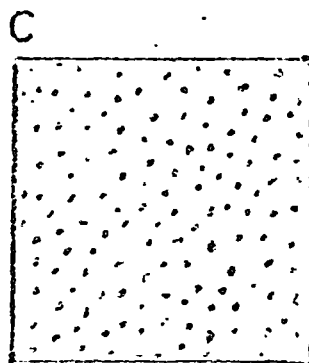
| NUMERO DEL INDICE | DESCRIPCION |
|-------------------------|--|
| 0 | Floc coloidal, Ningún signo de aglutinación. |
| 2 | Visible. Floc muy pequeño, casi imperceptible para un observador no entrenado. |
| 4 | Disperso. Floc bien formado pero uniformemente distribuido. (Sedimenta muy lentamente o no sedimenta). |
| 6 | Claro. Floc de tamaño relativamente grande pero que precipita con lentitud. |
| 8 | Bueno. Floc que se deposita fácil pero completamente. |
| 10 | Excelente. Floc que se deposita todo dejando el agua cristalina. |



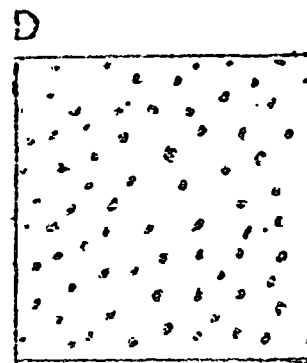
0.3 - 0.5mm.



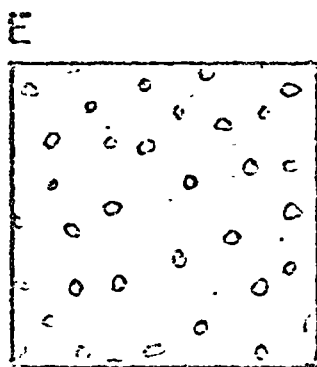
0.5 - 0.75mm



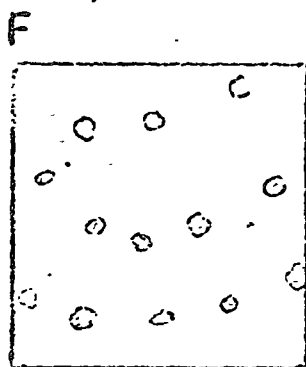
0.75 - 1.0mm.



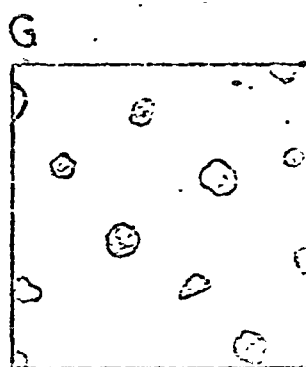
1.0 - 1.5mm.



1.5 - 2.25mm.



2.25 - 3.0mm.



3.0 - 4.5mm.

DUREZA Y ABLANDAMIENTO DE AGUAS

Antes de entrar a considerar el ablandamiento de agua, debe mos recordar, en forma clara, qué es la dureza, las clases de dureza y los problemas que causa.

En su forma más simple, puede considerarse la dureza del -- agua como la propiedad que poseen los cationes polivalentes que en -- ella se encuentran de: a) combinarse con los jabones impidiendo la -- formación de espuma y causando por lo tanto gran desperdicio. b) For-- mar compuestos insolubles que tienden a precipitar sobre tuberías, -- accesorios, artefactos domesticos, etc., formando capas muy duras y - difíciles de eliminar. Estas capas reducen considerablemente el diáme-- tro de tuberías y accesorios y forman películas aislantes del calor, - lo que demandará gran consumo de energía calorífica, cuando se trate-- de calderas y otros dispositivos en que se desee elevar la temperatu-- ra del agua o producir vapor.

Los cationes polivalentes que se encuentran comunmente en - el agua, en cantidades significativas para causar dureza son: calcio- y magnesio. Los demás cationes polivalentes están presentes general - mente en cantidades muy pequeñas y no se toman en cuenta.

. Las sales de calcio y magnesio son abundantes en el agua de bido a la gran cantidad de minerales compuestos de calcio y magnesio, a la acción disolvente del agua y a la presencia de ácido carbónico - en el agua, el mismo que proviene de la acción bacteriol sobre la ma-- teria orgánica.



Entre los minerales de Ca^{++} y Mg^{++} podemos citar los siguientes: SO_4Ca (yeso-soluble en agua) SO_4Mg (Espsonita-soluble en agua), CO_3Mg (Magnesita-su solubilidad aumenta en presencia de H_2CO_3 formando bicarbonato de calcio).

CLASES DE DUREZA

Se dividen de acuerdo a los cationes que las producen, cálcicas y magnésicas. Generalmente la dureza cálcica es más abundante que la magnésica b) En segundo lugar se divide en temporal o carbonatada y en no carbonatada o permanente. La primera debe su nombre a que al hervir el agua, precipitan los bicarbonatos de calcio y magnesio y el carbonato de magnesio. La dureza permanente es llamada incrustante, debido a que no precipita al hervir el agua, pero en cambio al evaporarse el agua forma incrustaciones muy duras que se adhieren fuertemente a las superficies del metal. Esta dureza es formada generalmente por SO_4^- , NO_3^- , Cl^- de calcio y magnesio.

Para reconocer las clases de dureza será necesario efectuar los siguientes análisis de agua:

a) Alcalinidad. B) Dureza Total. C) Dureza Cálcica. D) Por diferencia se encontrará la Dureza del Magnesio. Para determinar la dureza carbonata se compara la dureza total con la alcalinidad. Se tienen tres casos:

1) Alcalinidad mayor que dureza, toda la dureza carbonatada

| | |
|-------------|----------------------|
| Alcalinidad | |
| Dureza | = Dureza Carbonatada |

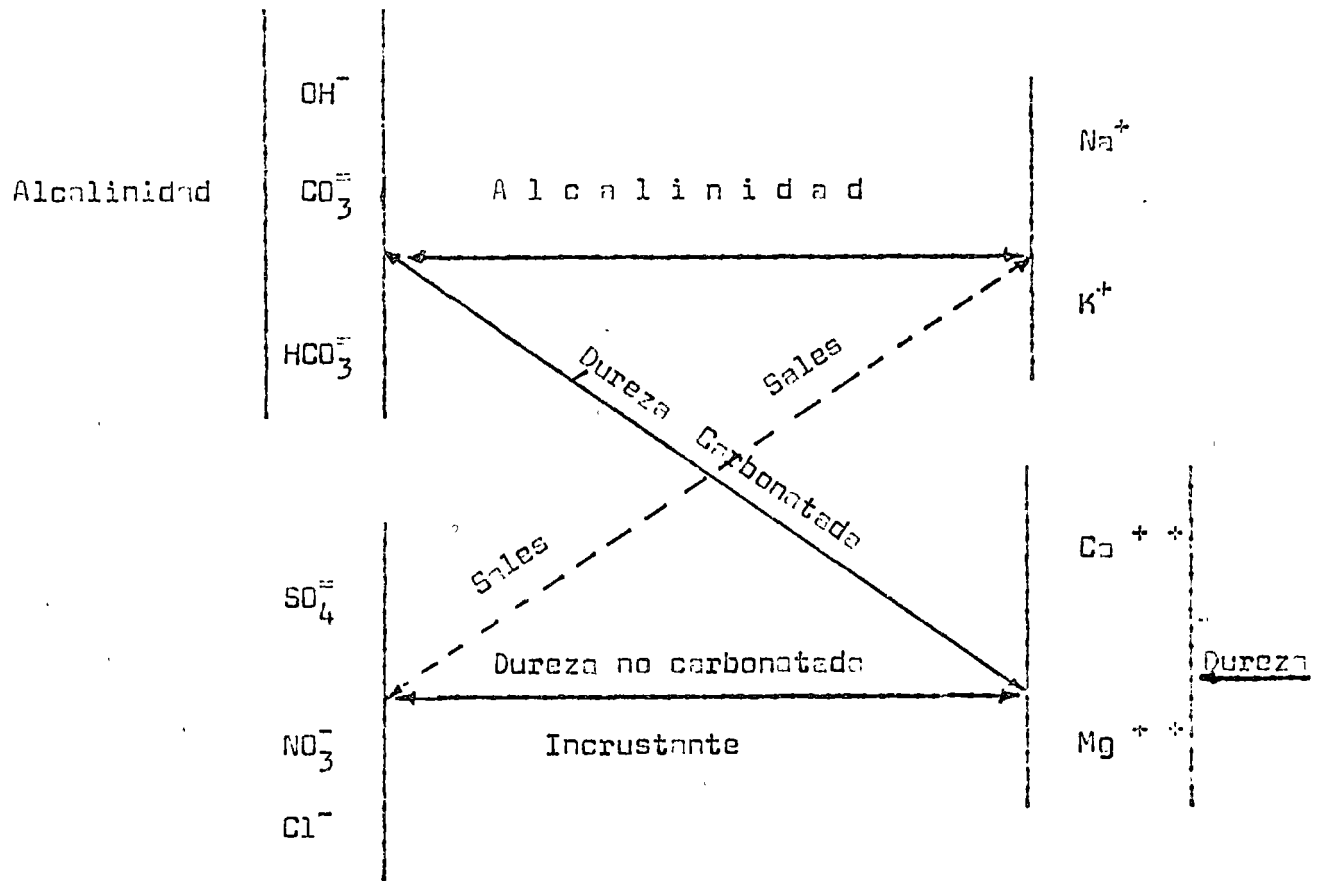
2) Alcalinidad igual a la dureza, toda la dureza carbonatada

| | |
|---------------|--------------------|
| Alcalinidad = | Dureza |
| | Dureza Carbonatada |

3) Alcalinidad menor que la dureza; dureza carbonatada, igual a alcalinidad y la diferencia será dureza incrustante.

| | | |
|--------------------|---------------|--------------------|
| | Dureza | |
| Dureza Incrustante | Alcalinidad = | Dureza Carbonatada |

Naturalmente que para efectuar las comparaciones tendrá que expresarse tanto la alcalinidad como la dureza en los mismos términos, (generalmente como mg/lit de carbonato de calcio).



Conociendo a grandes rasgos los problemas que causan la dureza, ahora es posible hacer un pequeño recuento de los beneficios que se obtienen con el ablandamiento del agua.

Beneficios.

1. Economía de jabón y detergentes
2. Menos desgaste de ropa en el lavado
3. Se evitan las incrustaciones en artefactos domésticos
4. Mejora la cocción y preparación de alimentos

5. Aumenta la eficiencia de la filtración
6. Puede prevenir la corrosión cuando se opera en forma correcta
7. Mejora el lavado de utensilios domésticos

MÉTODOS DE ABLANDAMIENTO

En términos generales se pueden considerar los métodos de -
ablandamiento:

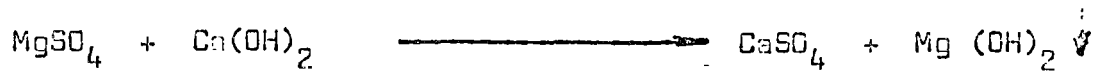
- a) Cal y Soda
- b) Intercambiadores Iónicos

Método de Cal y Soda

Se basa en la poca solubilidad del CaCO_3 y del $\text{Mg}(\text{OH})_2$, -
los cuales se obtienen agregando al agua $\text{Ca}(\text{OH})_2$ y/o $\text{CO}_3 \text{Na}_2$ de - - -
acuerdo con las reacciones siguientes



De las ecuaciones anteriores puede verse que para eliminar la dureza carbonácea del Magnésio, se requiere doble cantidad de -- Ca (OH)₂.



De las ecuaciones puede verse que para eliminar la dureza -- no carbonácea de Mg, se requiere Ca (OH)₂ y Na₂CO₃. El CO₂ no produce dureza, pero consume Ca(OH)₂, como se vé en la siguiente reacción:



Debe tenerse presente que estas reacciones servirán de base para efectuar los cálculos de cantidades de cal y soda requeridos para ablandar un agua.

Ejemplo: Se tiene una muestra de agua y se nos pide que encontremos su dureza y que si éste es superior a -- 200 mg/lit como CaCO₃, la ablandaremos por el método de Cal y Soda.

El primer lugar se efectua a los análisis siguientes:

| | | <u>Resultados</u> |
|----|------------------------------------|--------------------------------|
| 1. | Dureza Total EDTA | = 280 mg/lt. CaCO ₃ |
| 2. | Dureza Cálcica EDTA | = 180 mg/lt. CaCO ₃ |
| 3. | Dureza Mg ⁺⁺ (por dif.) | = 100 mg/lt. CaCO ₃ |
| 4. | Alcalinidad Total | = 120 mg/lt. CaCO ₃ |

En segundo lugar se establecen las combinaciones hipotéticas:

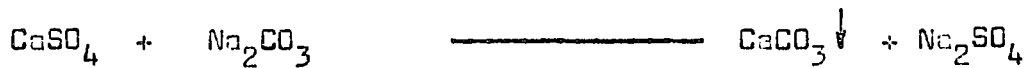
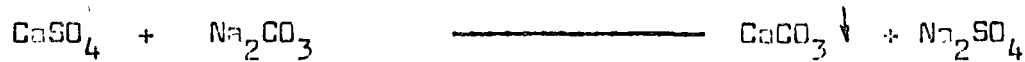
| <u>CATIONES (+)</u> | <u>ANIONES (-)</u> |
|----------------------------|----------------------------|
| Ca ⁺⁺ ----- 180 | HCO ₃ ----- 120 |
| Mg ⁺⁺ ----- 100 | ----- - 160 |
| + Total 280 | - Total 280 |

Luego los aniones SO₄⁼⁼, y Cl⁻, etc., deben sumar 160 para que haya equilibrio entre los cationes y los aniones.

Puede entonces suponerse que existen los siguientes com ---
puestos:

1. $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ ----- 120 mg/lt.
2. CaSO_4 ----- 60 mg/lt.
3. MgSO_4 ----- 100 mg/lt.

Y ahora se calcula de acuerdo con las reacciones con el - -
 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ y el Na_2CO_3 , las cantidades de estos productos, necesarios pa
ra obtener teóricamente una dureza cero. Decimos teóricamente, porque
la solubilidad del CaCO_3 es del orden de los 17 mg/lt. y la solubili-
dad del $\text{Mg}(\text{OH})_2$ es el orden de los 9 mg/lt; pero además en la prácti-
ca, tanto el CaCO_3 como $\text{Mg}(\text{OH})_2$ tienden a formar soluciones sobresatu
radas, lo que hace imprácticos los tiempos de retención demasiado gran
des y solo se pueden obtener dureza finales entre 50 y 80 mg/lt. en -
plantas bien operadas.



$$\frac{\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2}{\text{Ca}(\text{OH})_2} = \frac{50}{37} = \frac{120}{X} ;$$

$$X = \frac{120 \cdot 37}{50} = 89 \text{ mg/lt de Ca}(\text{OH})_2$$

$$\frac{\text{Mg SO}_4}{\text{Ca}(\text{OH})_2} = \frac{50}{37} = \frac{100}{X_2} ; X_2 = \frac{100 \cdot 37}{50} = 74 \text{ mg/lt de Ca}(\text{OH})_2$$

$$\underline{\text{Cantidad Total de Ca}(\text{OH})_2} = 89 + 74 = 163 \text{ mg/lt.}$$

$$\frac{\text{CaSO}_4}{\text{Na}_2\text{CO}_3} = \frac{50}{53} = \frac{60}{X_3} ; X_3 = \frac{60 \cdot 53}{50} = 64 \text{ mg/lt. de Na}_2\text{CO}_3$$

$$\frac{\text{CaSO}_4}{\text{Na}_2\text{CO}_3} = \frac{50}{53} = \frac{100}{X_4} ; X_4 = \frac{100 \cdot 53}{50} = 106 \text{ mg/lt. de Na}_2\text{CO}_3$$

$$\underline{\text{Cantidad Total de Na}_2\text{CO}_3} = 64 + 106 = 170 \text{ mg/lt}$$

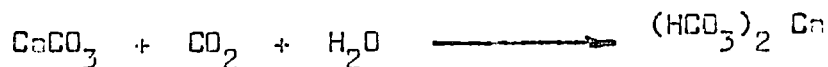
RECARBONATACION

Naturalmente que en el ejemplo anterior se obtuvieron las cantidades teóricas de cal y soda necesarias para el ablandamiento, ya que en realidad casi siempre es necesario agregar un exceso de cal para acondicionar el pH a valores de alrededor de 10.8, necesario para la precipitación del Mg^{++} como $Mg(OH)_2$. Para obtener este pH es necesario exceder las cantidades teóricas de cal en unos 35 a 50 mg/lt.

Este exceso de $Ca(OH)_2$ necesario para condicionar el pH, aumenta la concentración del Ca^{++} y por lo tanto aumenta la dureza, lo que no es recomendable. Se hace pues necesario eliminar el excedente de $Ca(OH)_2$ lo que se consigue con la recarbonatación, que consiste en agregar CO_2 .



Claro está que después de agregar CO_2 se debe dejar un tiempo de floculación en contacto con el material ya precipitado, para facilitar la precipitación del CO_3Ca . Debe tenerse cuidado en no bajar el pH de 9.5 porque se corre el peligro de disolver los carbonatos ya precipitados:



Debe tenerse presente que el CaCO_3 tiende a formar soluciones sobresaturadas cuya precipitación es sumamente lenta, siendo antieconómico diseñar tanques de sedimentación con tiempo de retención suficiente para permitir esa precipitación. Será entonces necesario eliminar el CaCO_3 que no ha precipitado en el tanque para evitar su precipitación en los filtros, válvulas, tuberías, etc., en donde formarán incrustaciones, cementarán la arena, producirán crecimiento de las partículas filtrantes y otros daños. El método correctivo se consigue por la Recarbonatación.

Si la planta de tratamiento usa exceso de cal en el tratamiento y se desea la máxima eficiencia en el ablandamiento, debe usar la recarbonatación en dos etapas.

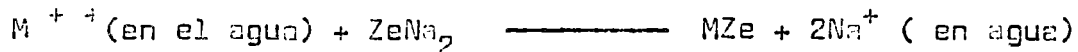
En caso que no use exceso de cal, se puede aplicar recarbonatación en una sola etapa.

PUNTOS DE APLICACION DEL CO_2

Hemos visto que la recarbonatación es prácticamente indispensable para prevenir la precipitación sobre las arenas del filtro, accesorios y tuberías. Es lógico suponer que el CO_2 deberá aplicarse al agua después que ésta ha pasado por los tanques de sedimentación y antes que llegue a los filtros, debiendo dársele un tiempo de contacto para permitir que los coloides cristalicen y sedimenten.

ABLANDAMIENTO POR INTERCAMBIO IONICO, ZEOLITAS

Este método se basa en la propiedad que poseen ciertas sustancias de cambiar el catión Na^+ por otros cationes que tenga el agua. Como la dureza es producida por Ca^{++} y Mg^{++} , el intercambiador retendrá estos cationes en su estructura molecular y cederá Na^+ al agua. Siendo M^{++} cualquier catión polivalente y ZeNa_2 el intercambiador (Zeolitas), la reacción será:



La ecuación es reversible cuando la concentración de Na^+ es grande. Esto nos permite regenerar la zeolita una vez que se ha saturado de Ca^{++} y Mg^{++} . La regeneración se obtiene poniendo a las zeolitas en contacto con Salmuera (agua con alto contenido de ClNa). Se preparan soluciones de 0.3 kg/lit que luego se diluyen 1:2 ó 1:4.- La cantidad de sal depende del tipo de zeolita. Las zeolitas de alta capacidad de cambio requieren sal de 2 a 3.5 veces la cantidad de dureza eliminada; las de baja capacidad requieren 3.5 a 7 veces.

TIPOS DE ZEOLITAS

Existe gran variedad de zeolitas, pudiendo clasificarse de acuerdo a su composición química en: orgánicas e inorgánicas. Pueden ser naturales o sintéticas. Entre las orgánicas se tienen: tipo resinoso y tipo carbonoso. Entre las inorgánicas: tipo silíceo y tipo gelatina sintética. Cada uno de estos tipos de zeolitas tiene sus características propias, las que deben tenerse en cuenta para los distintos tipos de aguas. Es por lo tanto necesario conocer estas características y las características del agua a tratar, antes de decidir-

el tipo de zeolitas que debe usarse. (Los característicos se pueden encontrar en los catálogos comerciales).

CAPACIDAD DE CAMBIO

Se entiende por capacidad de cambio el peso de los compuestos que pueden ser eliminados del agua, por volumen unitario de zeolitas. (Kg/m^3) ó (lb/ft^3). La capacidad de cambio no depende exclusivamente de la composición química de las zeolitas sino, también de la calidad del agua a tratar.

La capacidad de cambio dada por el fabricante debe compensarse en los siguientes casos:

- a) Cuando la dureza del Mg^{++} es igual o mayor que la dureza debida al Ca^{++} .
- b) Cuando la dureza total es mayor de 500 mg/lt.
- c) Cuando las sales de sodio expresadas como CaCO_3 son superiores a 170 mg/lt

En el caso (a) se compensa la cantidad de zeolita aumentando la dureza en unos 50 mg/lt.

En los casos (b) y (c) la compensación se hace de la siguiente forma:

$$\text{Dureza de compensación} = \frac{9 \times \text{Dureza actual} + \text{Sales de Na}^+}{8}$$

REGENERACION

La regeneración de las zeolitas debe hacerse cada vez que se agote su capacidad de intercambio, lo cual se determina de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$T = \frac{V \times C \times 1000}{D \times Q}$$

T = Tiempo en horas que puede trabajar el ablandamiento sin necesidad de regeneración

V = Volúmen de zeolitas en M³

D = Dureza del agua cruda en mg/lt como CaCO₃

Q = Gasto en m³/hora

C = Capacidad de cambio de las zeolitas en kg/m³

COMPARACION DE LOS PROCESOS DE CAL-SODA E INTERCAMBIO IONICO

A) Ventajas del Proceso de cal-soda:

1. Reducción del contenido mineral de las aguas.
2. Incremento del pH del agua, suficiente para reducir su corrosividad.
3. Obtención de una coagulación más efectiva, con reducción de la dosis normal, sobre todo cuando el contenido de magnesio es apreciable.
4. Tiene efecto bactericida y virusida.
5. Puede ser el método más adecuado para aguas de dureza excesiva.
6. Si existen el hierro y el magnesio, éstos son removidos en el proceso, eliminando el problema del color que ellos comunican el agua.
7. Se puede agregar fácilmente a una planta de tratamiento existente.

B) Desventajas del proceso cal-soda:

1. Operación delicada para obtener una eficiencia real del proceso.
2. Se producen grandes cantidades de lodo.

5. Necesidad de aplicar una recarbonatación adecuada que evite la obtención de aguas con propiedades precipitantes que puedan recubrir los conductos y equipos con una capa de carbonato cálcico, al límite de interferir con las funciones específicas señaladas a tales unidades.

C) Ventajas del Proceso de Intercambio Iónico:

1. No existe producción de lodo.
2. Los costos iniciales y de operación son relativamente bajos.
3. Es independiente de los cambios en la calidad -- del agua cruda.
4. Se puede obtener cualquier reducción de dureza -- desanda.
5. Las sustancias químicas usadas son de fácil manejo.
6. Es innecesaria la mano de obra especializada por la simplicidad de operación y control.
7. Se requiere poco espacio por su tamaño compacto.

Por estas razones el proceso tiene amplio uso en el campo industrial y en plantas municipales muy pequeñas.

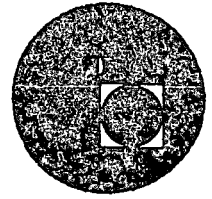
D) Desventajas del Proceso de Intercambio Iónico:

1. El proceso resulta antieconómico en aguas excesivamente duras.

2. Si las aguas contienen hierro y manganeso, deben removerse previamente al uso de las unidades de intercambio iónico, pues tienen un efecto dañino sobre el intercambiador.



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



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

QUIMICA DEL AGUA

ING. MIGUEL ANGEL ARCINIEGA TER-VEEN

1. The first part of the document
describes the general situation
of the company.



F L U O R U R A C I O N

Siempre se ha pretendido entregar un agua para consumo público que cumpla con determinados requisitos físicos, químicos y bacteriológicos a fin de hacerla estéticamente aceptable e higiénicamente sana. En la actualidad está emergiendo sin embargo el concepto de utilizar el agua como vehículo para la administración de determinadas substancias que el organismo humano necesita y cuya carencia puede dar origen a enfermedades; tal es el caso de la yodación y la fluoración.

La yodación, además de usarse para desinfección ha sido usada para corregir la deficiencia de yodo donde el bocio es endémico. La fluoruración en cambio, para protección de la dentadura contra las caries dental, ha adquirido gran importancia por el número de sistemas de abastecimiento de agua que la están usando, algunos desde hace 23 años, en forma rutinaria.

OCURRENCIA DEL FLUOR EN EL AGUA

El flúor existe en mayor o menor proporción en el agua de consumo. Al pasar una corriente subterránea por rocas que contienen Fluoruro de Calcio, CaF_2 , Fluorofosfato de Calcio (apatita) $\text{Ca}_3(\text{PO}_4)_2$, Fluoruro de Sodio y Aluminio (criolita) Na_3AlF_6 , adquiere F^- en forma bastante estable. El flúor sólo forma fluoruros y en su estado elemental, es un gas que no se encuentra puro como tal en la naturaleza, sino siempre combinado.

Los compuestos de flúor se estima que constituyen el 0.08% de la corteza terrestre y de allí la frecuencia con que aparecen en el agua y en especial el agua subterránea.

Su concentración varía mucho según el lugar. El agua de mar suele contener 1 mg/lt. Aguas de pozos varían desde cero hasta 50 - - mg/lt.; aguas superficiales lo contienen en menor proporción.

ASPECTOS HISTORICOS

A principios del presente siglo se empezó a estudiar una enfermedad de los dientes, consistente en manchas que aparecen en ellos y que inicialmente tienen un color blancuzco, luego van adquiriendo un aspecto café y aún negruzco y finalmente, en casos muy severos, des - truyen el esmalte, dejando sólo la raíz de la dentadura.

En 1901 el Dr. J. M. Eger fue el primero en atribuir dicha enfermedad al agua. Más tarde en 1916 el Dr. F. McKay y F. Hannan en 1926 volvieron a recalcar sobre la influencia del agua en la destruc - ción del esmalte de los dientes. Los primeros que correlacionaron el contenido de flúor del agua y el " esmalte manchado", fueron A.W. --- Petrey y H. V. Churchill independientemente en 1913.

Por su parte Dean y sus colaboradores, por ese mismo tiempo reprodujeron en ratas de laboratorio la enfermedad, suministrándoles agua con alto contenido de flúor. Quedó así establecido que en las regiones endémicas el agua contenía 2 mg/lt de F⁻ o más y en los sitios donde no se presentaba ningún síntoma de ésta contenía menos de 1 mg/lt.

A medida que los estudios avanzaban se llegó a las siguien - tes conclusiones todavía válidas:

- a) " El esmalte manchado se produce sólo durante el período de calcificación de los dientes y no después. En otras palabras, después de cierta edad (12 años) no se produce el esmalte manchado cualesquier sea el contenido de fluór del agua.

- b) Una vez que se forman dichas lesiones, no se pueden reparar naturalmente ni antes ni después del período de calcificación.

- c) El fluór parece ser el único agente, que como parte de la dieta, contribuye a la formación del esmalte.

- d) Después de que la calcificación es completa la estructura del esmalte permanece inalterada cualesquiera sea la dieta".

El Dr. T. Dean en 1942 con el objeto de ahondar aun más en el origen y consecuencias de la enfermedad, hizo un extensa investigación epidemiológica en los Estados Unidos y llegó a la conclusión ya sugerida por McKay, de que en las áreas donde había fluorosis o esmalte manchado, el índice de caries dental en los niños era mucho más bajo que en las otras.

Se obtuvieron curvas de las cuales se dedujeron que:

- a) El número de caries dental disminuye significativamente a medida que el contenido de fluor aumenta.

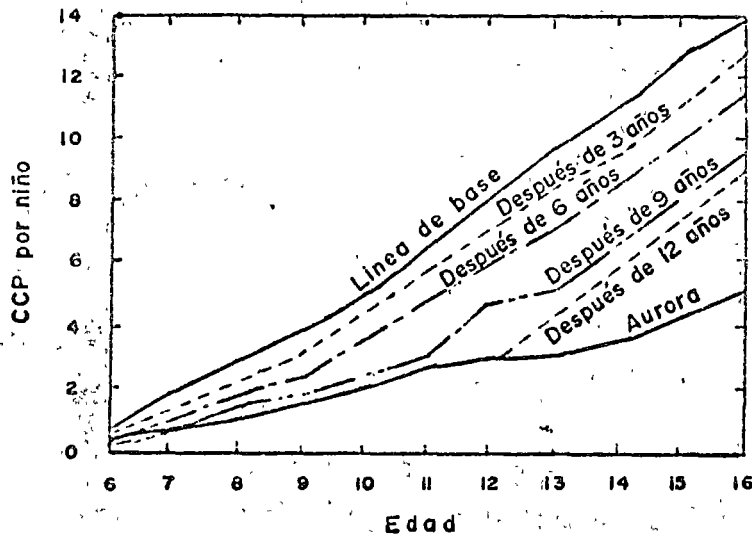
- b) Que a partir de un contenido de 1 mg/lt. no hay una reducción significativa en el número de caries dental.

De ellos se puede concluir que hay un punto óptimo alrededor de 1.5 mg/lt. en el cual la aparición de fluorosis es mínima con la máxima reducción en caries dental.

El conocimiento de estos hechos llevó a las Autoridades de E.U., por insinuación del Dr. Hutton, a establecer en 1945 un programa de fluoración del agua municipal en Brantford, Ontario, Grand Rapids, Michigan y Newburg, New York, que fueron así las primeras ciudades en establecer un programa de este tipo.

BENEFICIOS DE LA FLUORACION

Para poder evaluar la eficiencia de la fluoración, se estableció como índice el número de dientes cariados, perdidos u obturados (CPD) por niño examinado. Al estudiar la población infantil en Grand Rapids y compararla con Aurora una ciudad donde el agua contiene flúor en forma natural, se llegó a los resultados que aparecen en la...



Comparación entre dientes CPC en Grand Rapids y en Aurora

Es evidente que ha habido una reducción considerable en CPO, en Grand Rapids.

A partir de 1951 en que se conocieron los resultados de las primeras experiencias en Estados Unidos muchas poblaciones de ese país y más tarde de la América Latina establecieron programas de fluoración.

En 1961, diez años más tarde, ya eran 49 millones de personas las que estaban tomando aguas fluoradas en los E.U. Algunas ciudades de Latinoamérica la estaban suministrando en forma experimental con muy buenos resultados, mientras en Puerto Rico el 93% del agua potable producida contenía flúor.

Hoy día su uso está bastante generalizado. Se está empleando en más de 50 países en especial en las Américas. En los Estados Unidos el número de personas que está recibiendo agua fluorada ha llegado a 80 millones. En América Latina países como Brasil (en 69- ciudades), Chile (en 27), Colombia (en 7), Guatemala (en 1), Panamá (en 2), México (en 5), Perú (en 1), tienen programas de fluoración y su empleo se extiende cada vez más.

Se considera que la fluoración produce una reducción promedio del 50 % en las caries dental.

DOSIS OPTIMA.

El cálculo de la dosis óptima de flúor que debe ponerse a un abasto municipal esto es, la que produce la máxima reducción de caries con la mínima fluorosis, es un problema complejo que depende de :

a. Consumo de agua por persona.

Esta varía gradualmente según la edad, la temperatura ambiente, las costumbres, etc.

b. Otras fuentes de flúor que puedan ser ingeridas.

Las cantidades de agua tomadas varían según el clima (en climas cálidos se toma mucha más agua que en los fríos) y según la dieta alimenticia (mayor o menor cantidad de leche y jugos que consume la población).

Gallagan y Vermillion establecieron una fórmula para determinar la dosis óptima que convertida al sistema métrico es como sigue:

$$D = \frac{22.1}{E}$$

D = Dosis óptima de flúor en mg/lt

E = Consumo promedio de agua del niño de 10 años en cms³ por kg. de peso del niño.

E es función de la temperatura así:

$$E = 10.45 + 0.727 T_m.$$

En donde T_m es la temperatura máxima media del lugar en grados centígrados.

La dosis generalmente varía alrededor de 1 mg/lt
(0.9 - 1.2 mg/lt).

METODO DE APLICACION DEL FLUOR

El Flúor puede aplicarse en varias formas así:

- A. Por ingestión de fluoruros en tabletas de fluoruro de sodio combinadas o no con vitaminas.
- B. Asociado a ciertos alimentos tales como leche, sal, o cereales.

- C. Por aplicación directa en el esmalte dental del - - fluoruro de estaño o fluorofosfato de sodio acidulado.
- D. Por aplicación en los abastecimientos domésticos de agua.

Es este último sistema el más ampliamente usado, por no depender de factores tales como responsabilidad individual, cantidades inciertas de un determinado producto ingeridas (como sal, leche o -- cereales) o excesivo costo.

Las tres substancias más empleadas para poner flúor al agua en su orden son: Silico Fluoruro de Sodio, Acido Fluosilísico, Fluoruro de sodio.

En algunas oportunidades se usan también Fluosilicato de -- Amonio y Fluoruro de calcio.

El Silico Fluoruro de Sodio ($\text{Na}_2 \text{Si F}_6$) es el más común. - Su solución saturada es ácida, pH = 3.5 - 4.0 y su solubilidad en - - agua es baja.

Se expende comercialmente en polvo en dos grados: regular - (72 lb. por pie cúbico) y rebajado (55 lb. por pie cúbico). Generalmente se agrega en seco con dosificadores volumétricos o gravimétricos. Es el más barato de los compuesto .fluorados que se usan en - plantas de tratamiento.

Su baja solubilidad impide agregarlo en solución concentrada.

El Na_2SiF_6 es una sustancia corrosiva que debe manejarse con materiales especiales tales como caucho natural, neopreno, teflon, polietileno, cobre, cerámica pero en ningún caso con hierro, acero, plomo o madera común.

El Acido Hidrofluosilícico (H_2SiF_6) es un líquido, transparente e incoloro, que se vende en concentración del 20 al 35% de H_2SiF_6 y que produce, a temperatura ambiente, vapores irritantes para el tracto respiratorio.

Es la fuente del flúor más costosa, pero tienen la ventaja de que puede ser inyectado en solución con equipo apropiado y barato, lo que baja la inversión inicial, por eso se puede usar con facilidad en instalaciones pequeñas.

El Fluoruro de Sodio (NaF) es un polvo blanco y cristalino, soluble en agua en concentración del 4 %.

Esto hace que, a pesar de ser relativamente costoso, se use bastante en instalaciones pequeñas por cuanto es fácil prepararlo y agregarlo en solución saturada con dosificadores de bajo costo.

En la tabla siguiente se puede estudiar las diversas características de cada uno de estos compuestos.

Características de los Compuestos de Flúor.

| | Silico-Fluoruro de Sodio Na_2SiF_6 | Acido Hidro Fluosilícico H_2SiF_6 | Fluoruro Sodio NaF |
|------------------------------|--|---|-----------------------------|
| Forma | Polvo | Líquido | Polvo |
| Peso Molecular | 138.05 | 144.03 | 42.0 |
| Concentración Comercial % | 98.5 | 22-30 | 90-98 |
| Peso (lb por p^3) | 55-72 | 10.5 lb/gal - - | 65-90 |
| Solubilidad % a 25°C | 0.762 | Indeterminada | 4.05 |
| pH de Solución Saturada | 3.5 | 1.2 --- (1% sol) | 7.6 |
| Costo en Dólares: | | | |
| De la libra de Material | 0.075 | 0.105 (30%) | 0.144 |
| De la libra de F | 0.126 | 0.442 (30%) | 0.325 |
| Del mg. por ppm. aplicado | 1.05 | 3.63 | 2.72 |

En general el costo de la fluoración es muy bajo. En los Estados Unidos varía entre 3 y 25 centavos de dólar por persona y por año.

DESINFECCION

GENERALIDADES

Si bien una planta de tratamiento correctamente operada, en sus procesos de coagulación, sedimentación y filtración logra producir reducciones entre 80% y 95% del total de organismos en el agua, queda suficiente número como para que esta no pueda ser bebida sin peligro. Es pues necesario realizar un proceso más, para eliminar toda clase -- de contaminaciones, el cual recibe el nombre de desinfección.

La desinfección se refiere a la destrucción en el agua de -- los organismos causantes de enfermedades o patógenos que son:

a. Bacterias:

Salmonellas (Tifosas y Paratifosas)

Shigellas (Disenterías)

Vibrio Comma (Cólera)

b. Protozoarios:

Amoebas (Endamoebas Histolíticas)

c. Virus:

Virus de la Hepatitis Infecciosa

d. Tremátodos:

Shcistosoma Manzoni (Bilharsiasis)

Las condiciones que debe tener un desinfectante para poder ser usado en la planta de purificación son:

- a) Debe ser capaz de destruir los organismos causantes de enfermedades.
- b) Debe realizar esta labor a la temperatura del lugar y en un tiempo adecuado.
- c) No debe hacer el agua tóxico o de sabor desagradable.
- d) Debe de ser de fácil obtención, sencillo manejo y bajo costo.
- e) Su concentración en el agua debe poderse determinar prontamente.
- f) Debe dejar un efecto residual, para que proteja el agua contra posteriores contaminaciones.

La efectividad de un desinfectante se mide por el porcentaje de organismos muertos dentro de un tiempo, una temperatura y un pH prefijados.

TEORIA DE LA DESINFECCION

La forma como los desinfectantes actúan sobre las células de los microorganismos, no está aún completamente esclarecido, Green y Stumpf han demostrado que el cloro reacciona con ciertas de las enzimas esenciales para el proceso metabólico de las células vivas y la muerte de ellas es debida por tanto a la paralización de su actividad biológica por la destrucción de estas substancias básicas.

Como las enzimas en cuestión, existen dentro de dicho protoplasma, el desinfectante procede teóricamente en dos etapas:

1. Penetra la membrana celular.
2. Reacciona con las enzimas de la célula.

Por ser pues la desinfección una reacción, depende de los siguientes factores:

1. Tiempo de Contacto
2. Concentración del Desinfectante
3. Temperatura.
4. Potencial Hidrógeno o pH
5. Número de Organismos

La desinfección está relacionada también a) con la naturaleza de los organismos para eliminar, pues unos son más resistentes que otros a un determinado desinfectante, b) con la alcalinidad del agua ya que la materia suspendida protege al microorganismo envolviéndolo o reaccionando con el desinfectante con lo cual baja su concentración.

Ley de Chick:

La ley de Chick estatuye que: "El número de organismos destruidos (n) por unidad de tiempo (t) es proporcional al número de organismos remanentes (N) cuando el número inicial de ellos es N_0 ". Esto es:

$$\frac{d_n}{dt} = K (N_0 - n)$$

K es un coeficiente que expresa la velocidad de desinfección. Integrando entre $t = 0$ y $n = 0$ la expresión (2) queda:

$$\frac{N}{N_0} = e^{-Kt}$$

N/N_0 puede considerarse como la eficiencia de la desinfección o el porcentaje de organismos supervivientes después de efectuada la desinfección. No siempre el proceso de destrucción de determinado tipo de microorganismos sigue la Ley de Chick. Burns y colaboradores (17) por ejemplo reportan que la inactivación de virus T2 bacteriófagos con cloro no siguen la Ley de Chick. La Ley de Chick tiene más que todo valor como punto de referencia para poder evaluar el comportamiento de un determinado proceso de desinfección en donde se conocen los valores N/N_0 obtenidos y se quiere calcular la velocidad de la desinfección (K).

Modos de Desinfección del Agua:

La desinfección la podemos dividir en: Desinfección Natural y Desinfección Artificial.

La primera se refiere a la muerte progresiva de las bacterias, producidas por agentes naturales, tales como la luz solar, la sedimentación, la filtración en las capas arenosas del suelo, o la estabilización de la materia orgánica, que disminuye la reserva de alimento para los microorganismos.

La artificial puede realizarse por rayos ultravioletas, por calor o por desinfectantes químicos.

Desinfectantes químicos:

Los más usuados son: Cloro, Ozono, Plata Ionizada y Yodo.

El Cloro:

Se puede aplicar en forma gaseosa o en forma de hipocloritos. Es sin duda el desinfectante más universalmente usado para la purificación de aguas. Por eso lo estudiaremos en detalle.

El Ozono:

No es un compuesto, sino oxígeno elemental que en lugar de tener una molécula de dos átomos la tiene de tres. Es por lo tanto más oxidante que el oxígeno ordinario y sirve muy efectivamente, para el control del olor del agua. No deja sin embargo efecto residual y es --

Queda entonces en el agua parte del Cloro residual como -- HOCl y otra parte como OCl₂ que resulta de la ionización del ácido -- hipocloroso. La proporción en que existe uno y otro depende directamente del pH y tiene mucha importancia por cuanto el HOCl, es un -- bactericida poderoso, mientras que el OCl₂ es un bactericida muy pobre.

CONSIDERACIONES PRACTICAS SOBRE DESINFECCION CON CLORO

Desde el punto de vista práctico, hay que distinguir entre cloro residual a la salida de la planta y cloro residual en la red de distribución. El objeto del primero es el de matar las bacterias patógenas que no han sido eliminadas en los procesos de sedimentación, coagulación y filtración anteriores. El objeto del segundo es en cambio el de mantener suficiente cantidad de desinfectante, como para prevenir posible contaminación, en las tuberías que distribuyen el agua tratada, a la población.

En términos generales y cualquiera sea el proceso de cloración que se use, mayor residual debe dejarse en la planta, que en la red de distribución.

De acuerdo con Buterfield para obtener plenas garantías de desinfección, debe conservarse en la planta por lo menos los siguientes residuales:

| pH | Cloro Libre en ppm. después de 10 min. | Cloraminas ppm. después de 60 min. |
|--------|---|---------------------------------------|
| 6 - 7 | 0.2 | 1.0 |
| 7 - 8 | 0.2 | 1.5 |
| 8 - 9 | 0.4 | 1.8 |
| 9 - 10 | 0.8 | 1.8 - 2.0 |

La dosificación que debe aplicarse al agua depende de la de manda que ésta tenga y tiene que ser tal que oxidada la materia orgánica, quede como indica la tabla anterior, suficiente residual.

Es evidente que en la práctica no siempre resulta posible - tomar muestras a los 10 ó 60 minutos del tiempo de contacto. Las espe cificaciones de Buterfield deben tomarse por tanto como una simple -- guía, para escoger las cantidades más aconsejables.

Además en ciertos casos en que la demanda del agua es gran- de residuales 0.2 ppm de cloro libre se consumen en el trayecto entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución. Suele por eso - seguirse más bién el criterio de que en la planta hay que dejar una - dosificación tal que en cualquier punto de la red se encuentra por lo menos 0.1 mg/lit de cloro libre ó 0.3 mg/lit de cloraminas.

Por otra parte, excesiva cantidad de cloro en la red resulta inconveniente por cuanto da un sabor medicinal al agua. En general no debe pasarse por eso de 0.5 ppm de cloro libre y 0.8 ppm de clorami - nas.



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

TURBIEDAD

ING. MIGUEL ANGEL ARCINIEGA



THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS



CHICAGO, ILLINOIS



TURBIEDAD

La turbiedad de las aguas se debe a la presencia de sólidos suspendidos, tales como arcilla, limo, materia orgánica finamente dividida, plancton y otros organismos microscópicos. Se debe entender claramente que la turbiedad es una expresión de la propiedad óptica - de una muestra, que hace que los rayos luminosos se dispersen y se absorban, en lugar de que se transmitan en línea recta a través de ella. No son prácticos los intentos para relacionar la turbiedad con la concentración, en peso, de los sólidos en suspensión, pues el tamaño, forma e índice de refracción de las partículas son, ópticamente, de mayor importancia que la concentración y peso específico de los materiales suspendidos.

Principio

La determinación de la turbiedad se basa en el paso de la luz a través de una suspensión, que justamente haga desaparecer la imagen de la flama de una bujía patrón, esto es, que la haga indistinguible contra el fondo de iluminación general, cuando se observa la flama a través de la suspensión. A mayor trayecto de luz es más bajo el valor de la turbiedad.

Interferencias

La determinación de la turbiedad es aplicable a cualquier muestra de agua que se encuentre libre de basuras o de sedimentos gruesos que se asienten rápidamente; se obtienen resultados falsos por cristalería sucia, por la presencia de burbujas y por los efectos de vibración, que pueden alterar la visibilidad en la superficie de la muestra de agua.

... in the ...
 ... the ...
 ... the ...
 ... the ...
 ... the ...
 ... the ...
 ... the ...
 ... the ...
 ... the ...

... the ...
 ... the ...
 ... the ...

... the ...
 ... the ...
 ... the ...

C O L O R

La expresión " color " se debe considerar que define el concepto de " verdadero color ", esto es, el color del agua de la cual se ha eliminado la turbiedad. El término " color aparente " no incluye únicamente el debido a las sustancias en solución, si no también el atribuible a sustancias en suspensión. El color aparente se determina en la muestra original, sin filtración o centrifugación.

Principio:

El color se determina por comparación visual de la muestra con soluciones coloridas de concentraciones conocidas; también se puede determinar por comparación con discos de cristal de color especial, que se han calibrado previamente.

El método normal para la medición del color es el de platino-cobalto y la unidad de color es la producida por 1 mg/1 de platino, en la forma del ion cloroplatinato. La relación de cobalto a platino se puede variar para dar determinados tonos, en casos especiales; la proporción que se señala más adelante es, por lo general, satisfactoria para parecer el color de las aguas naturales.

Interferencias

Aun una muy ligera turbiedad produce un color aparente notablemente más alto que el verdadero color, por ende, es necesario -- eliminar la turbiedad antes de que se determine el verdadero color -- por los procedimientos que se describen.



La centrifugación es el método recomendable para la eliminación de la turbiedad, no pudiendo usarse la filtración porque se puede eliminar, junto con la turbiedad, algo de color; si la centrifugación no es suficiente para eliminar toda la turbiedad, el analizador puede consultar el método descrito por Lamar.

Si se tiene turbiedad y no se ha eliminado por el procedimiento indicado, el color se reporta como "color aparente". Si el color excede de 70 unidades, se diluye la muestra con agua destilada, en proporciones conocidas, hasta que el color caiga dentro del ámbito de los patrones, multiplicándose los resultados por el factor de dilución adecuado.

La solución patrón de color se prepara con 1.246 g de K_2PtCl_6 y 1.0 g de $CoCl_2 \cdot 6H_2O$ en agua destilada a la que se le agrega ácido clorhídrico concentrado y se diluye a un litro. Esta solución equivale a 500 unidades. De ahí es posible preparar soluciones de otros colores.

La comparación entre la muestra problema y los patrones puede hacerse en tubos Nessler.

guberna de una eldabnonozz obodón is es obodón.
 - sup se surrog obodón de obodón obodón, obodón de obodón
 - obodón de obodón obodón obodón obodón obodón obodón
 - obodón de obodón obodón obodón obodón obodón obodón
 obodón obodón obodón obodón obodón obodón obodón

19 - obodón de obodón obodón obodón obodón obodón
 - obodón de obodón obodón obodón obodón obodón
 - obodón de obodón obodón obodón obodón obodón
 - obodón de obodón obodón obodón obodón obodón
 obodón obodón obodón obodón obodón obodón obodón

obodón obodón obodón obodón obodón obodón
 obodón obodón obodón obodón obodón obodón
 obodón obodón obodón obodón obodón obodón
 obodón obodón obodón obodón obodón obodón

La obodón obodón obodón obodón obodón obodón
 obodón obodón obodón obodón obodón obodón



S A B O R Y O L O R

Según los psicólogos, sólo existen cuatro verdaderas sensaciones de sabor o gusto: agrio, dulce, salado y amargo. Todas las otras -- sensaciones que, por lo general, se atribuyen al sentido del gusto, son realmente olores, aunque la sensación se percibe hasta que el material se lleva a la boca. Se pueden identificar por el sabor las sales inorgánicas disueltas de hierro, cinc, manganeso, cobre, sodio y potasio. Las concentraciones que producen un sabor o gusto varían de unos cuantos decimos a varios cientos de miligramos por litro; como estos sabores no están acompañados de olores, se debe aplicar la prueba de sabor cuando se trata de ellos. (Precaución: Se debe tener la seguridad de que la muestra que se va a probar no presenta un riesgo al llevarla a la boca).

Los olores ocurren en las aguas debido a la presencia de sustancias extrañas, generalmente orgánicas, aunque también producen olores algunas inorgánicas, como el ácido sulfhídrico. Los materiales contaminantes pueden ser de origen natural, pueden provenir de descargas de desechos domésticos e industriales o se pueden deber a una combinación de todos ellos. Como las sustancias odoríferas se identifican, -- cuando existen, en concentraciones de unos cuantos microgramos por litro, y con frecuencia son de carácter químico complejo, por lo general no es práctico, y a menudo es difícil, su aislamiento e identificación. Por lo que la valuación del olor depende del sentido del olfato.

Los órganos del gusto y del olfato son notablemente sensibles pero no son precisos. Las personas varían mucho en su sensibilidad y -- aún la misma persona puede mostrar variaciones diarias en sus percepciones. Aunque se pueden obtener datos útiles con un solo observador, es preferible que, para vencer las deficiencias personales, se cuente con grupos de no menos de cinco personas, y de preferencia, de diez o más, -- para verificar estas pruebas.



Se necesita una norma de calibración para comparar la sensi
bilidad de los diferentes individuos y aun la de un solo observador, -
de un día para otro. Para la calibración de olor se puede usar el al-
cohol n-butílico, aunque a temperaturas no mayores de 40°C. Para cali-
brar el sabor se puede emplear el ortoclorofenol, teniendo en cuenta-
que muchas personas pueden identificarlo en concentraciones de 1 a 32

µg/l.

Descripciones cualitativas

Para atribuir a la causa debida los olores y sabores y para
entender las quejas de los consumidores, es muy conveniente que se -
cuente con descripciones cualitativas adecuadas. Las descripciones de
olores y sabores varían con la experiencia y la preparación del indi-
viduo que verifica la prueba, y como guía, se presentan las descrip-
ciones del cuadro siguiente; su utilidad es limitada, pero no se dis-
pone de un sustituto adecuado, y desde luego, es conveniente para --
las interpretaciones una cierta uniformidad en la nomenclatura.

Debe determinarse el olor de un agua cruda, antes de que se
le aplique cualquier tratamiento; esto es también necesario para juz-
gar la influencia de la cloración sobre el agua demuestra, puesto --
que es bien conocido que las intensidades de sabor y olor de materia-
les, como los compuestos fenólicos, se aumentan sensiblemente por la
cloración. Las dosis de cloro se deben aplicar por etapas, en el ámbi
to de cero a 1.0 mg/l de cloro residual y las observaciones del olor
al cabo de una hora y de 24 horas indicarán los efectos de la clora-
ción. Es necesaria la decloración para definir el efecto del cloro, -
por sí mismo, en la observación.



DESCRIPCIONES CUALITATIVAS DE LOS OLORES

| Cl. ve | Naturaleza del olor | Descripción (olor análogo a) |
|--------|------------------------|---|
| A | Aromático (especias) | Alcanfor, clavo, espliego, limón |
| Ac | Pepino o cohombro | Synura |
| J | Balsámico (floral) | Geranio, violeta, vainilla |
| Bg | Geranio | Asterionella |
| Bn | Nasturcia o mastuerzo | Aphanizomenon |
| Bs | Dulzón | Coelosphaerium |
| Bv | Violetas | Mallomonas |
| C | Químico | Desechos industriales o tratamiento.- químicos |
| Cc | A cloro | Cloro libre |
| Ch | Hidrocarburo | Desechos de refinerías de petróleo |
| Cm | Medicinal | Fenol y yodoformo |
| Cs | Sulfhídrico | Acido sulfhídrico |
| D | Desagradable | (pronunciadamente desagradables) |
| Df | Ictico | Uroglenopsis, Dinobryon |
| Dp | Zahúrda | Anabaena |
| Ds | Séptico | Aguas negras añejas. |
| E | Terroso | Tierra húmeda |
| Ep | Pantanosos | Turba |
| G | Pasto | Pasto triturado |
| M | Musgoso | Paja en descomposición |
| Mm | Mohoso | Olor perceptible en un sótano húmedo |
| V | Leguminoso | Raíces leguminosas |



| | | |
|-------------|---------------------------------|---|
| A | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΚΑΤΟΧΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ |
| | ΟΡΘΟΣ | ΠΙΣΤΩΣΗ ΔΙΑΔΕΙΧΤΕΡΗΣ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΜΕΤΩΝ ΕΝ ΔΕΚΑΤΟΚΡΑΤΕΙΑΣ |
| | ΟΡΘΟΣ | ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΟΝ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΚΑΤΩ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΟΝ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΚΑΤΩ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΚΑΤΩ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΚΑΤΩ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΚΑΤΩ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΚΑΤΩ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΚΑΤΩ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΚΑΤΩ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΚΑΤΩ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΚΑΤΩ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΚΑΤΩ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΚΑΤΩ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ | ΚΑΤΩ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ | ΚΑΤΩ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ | ΚΑΤΩ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ | ΚΑΤΩ |
| | ΠΕΡΙΛΗΨΗ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ | ΚΑΤΩ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ |
| ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ | ΠΕΡΙΛΗΨΗ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ | ΚΑΤΩ ΕΣΤΙΝ ΟΡΘΟΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ |

R E S I D U O

Se aplica el término de " residuo total " al material que que da en un recipiente después de la evaporación de una muestra de agua y de su secado subsecuente en estufa, a una temperatura definida. El residuo total incluye el " residuo no filtrable ", esto es, aquella porción del residuo que se retiene por un filtro, así como el " residuo filtra-ble ", aquella porción de' residuo total que pasará a través del fil-tro.

Se usaron en el pasado los términos " suspendido " y " disuelto " que correspondían, respectivamente, al residuo no filtrable y al filtr ble. Sin embargo, estas últimas son designaciones más precisas, - puesto que los residuos son aún entidades no muy bien definidas, cuya - separación depende de diversas variables, algunas de las cuales se pue-den controlar sólo con dificultad. Los principales factores que se invlucran en este aspecto son la naturaleza química y física del material-en suspensión, el tamaño o diámetro del poro del filtro, el área y espesor de la capa filtrante y la cantidad y estado físico de los materia-les que se depositan sobre tal capa.

La determinación se realiza generalmente en cápsulas de por-cento, las cuales han sido previamente lavadas y puestas a peso cons-tante. La evaporación se hace lentamente en baño maría, y dependiendo - de la cantidad alícuota usada se multiplicará la diferencia de pesos en cápsula con y sin residuo, por un factor, para obtener miligramos por litro de sólidos totales.

00

0

3

CONDUCTANCIA ESPECIFICA

Las mediciones de conductividad proporcionan una idea de las porciones alícuotas que se deben tomar para las determinaciones químicas comunes. También ofrecen un medio para comprobar los resultados de un análisis químico. Este dato junto con los de sólidos totales y el "de " combinaciones hipotéticas ", es muy bueno para esa comprobación.

Con frecuencia se puede estimar la cantidad de materia disuelta en una muestra multiplicando la conductancia específica por un factor empírico y específico de cada aparato. Este factor puede variar de 0.55 a 0.9, dependiendo de los componentes solubles de un agua particular y de la temperatura de la medición. Se puede aplicar factores relativamente altos para aguas salinas o para aguas de calderas, mientras que se aplican los factores más bajos en los casos en que se tienen presentes hidróxidos o acidez libre. Aunque la evaporación de la muestra produzca un cambio del bicarbonato a carbonato, a menudo se puede lograr un factor empírico, para la calidad relativamente constante del agua de un abastecimiento, dividiendo el residuo disuelto por la conductancia específica. El residuo filtrable se puede determinar por evaporación. Puede ser posible obtener una aproximación del contenido, -- me/l, bien sea de aniones o cationes, multiplicando los micromhos - 0.01

El valor de la conductancia o conductividad, se reporta en - microbios/cm.

LA GUERRA ESPañOLA

La guerra española es un fenómeno de gran importancia en la historia reciente de España. Comenzó en julio de 1936 y terminó en abril de 1939. Fue una guerra civil que enfrentó al ejército republicano y a las milicias populares contra el ejército nacionalista dirigido por Franco. La guerra tuvo un gran impacto en la vida social y política de España y en la historia de Europa.

El origen de la guerra española se encuentra en las tensiones políticas y sociales que existían en España desde la Segunda República proclamada en febrero de 1931. El ejército nacionalista, liderado por el general Franco, se levantó en armas el 17 de julio de 1936. La guerra se prolongó durante tres años y medio, con una gran pérdida de vidas humanas y destrucción de bienes materiales. La victoria final fue para el bando nacionalista, que instauró una dictadura que duró hasta la muerte de Franco en 1975.

La guerra española es un ejemplo de la lucha por la democracia y la libertad en un momento crítico de la historia de España. Su estudio es fundamental para comprender la evolución política y social del país.

A C I D E Z

La acidez de un agua se puede deber a la presencia de bióxido de carbono no combinado, de ácidos minerales o de sales de ácidos fuertes y bases débiles. En esta última categoría caen las sales de hierro y aluminio proveniente de las mismas o de origen industrial.

A L C A L I N I D A D

Por lo general, la alcalinidad se debe a los componentes de bicarbonato, carbonato e hidróxido de un agua natural o tratada. Se determina por titulación con una solución valorada de un ácido mineral fuerte a los puntos sucesivos de equivalencia del bicarbonato y el ácido carbónico, bien sea electrométicamente o por medio de indicadores. El indicador de fenolftaleína permite cuantificar la fracción de la alcalinidad atribuible al hidróxido y a la mitad del carbonato. Para determinar la alcalinidad debida a hidróxido, carbonato y bicarbonato se emplean indicadores que responden en el ámbito de pH de 4 a 5.

Las titulaciones de alcalinidad a la fenolftaleína y de alcalinidad total son útiles para calcular las dosis de productos químicos que se requieren en el tratamiento de agua naturales. Las relaciones estequiométrica entre hidróxidos, carbonatos y bicarbonatos, sólo son válidas en ausencia de concentraciones significativas de radicales de ácidos débiles distintos de oxhidrilo, carbonato y bicarbonato.

00

0

8

Cálculo de las formas de alcalinidad.

Con los resultados de las determinaciones de la alcalinidad a la fenolftaleína y total se dispone de los medios para la clasificación estequiométrica de las tres formas principales de alcalinidad - que se encuentran en las aguas.

La clasificación considera que toda la alcalinidad se debe a los iones bicarbonato, carbonato e hidróxido, suponiendo la ausencia de otros ácidos débiles, de composición orgánica o inorgánica, como silícico, fosfórico y bórico. Se presupone también en la clasificación la incompatibilidad, en una misma muestra, de las alcalinidades de bicarbonato e hidróxido. Como los cálculos se hacen sobre una base estequiométrica, los resultados, no representan, en su estricto sentido, las concentraciones de los iones.

El sistema se basa en los principios siguientes:

- a) Hay alcalinidad de carbonato cuando la alcalinidad a la fenolftaleína no es nula, pero es menor que la alcalinidad total.
- b) Hay alcalinidad de hidróxido cuando la alcalinidad a la fenolftaleína es mayor de la mitad de la alcalinidad total.
- c) Hay alcalinidad de bicarbonato cuando la alcalinidad a la fenolftaleína es menor de la mitad de la alcalinidad total.

1 1/2

1 1/2

1 1/2



En el cuadro siguiente se presentan las conversiones matemáticas de los resultados.

RELACIONES DE LA ALCALINIDAD.

| Resultado de la titulación | Alcalinidad de hidróxido en CaCO_3 | Alcalinidad de carbonato, en CaCO_3 | Alcalinidad de bicarbonato, en CaCO_3 |
|----------------------------|---|--|--|
| $F = 0$ | 0 | 0 | T |
| $F < 1/2T$ | 0 | 2F | T - 2F |
| $F = 1/2T$ | 0 | 2F | 0 |
| $F > 1/2T$ | 2F - T | 2 (T - F) | 0 |
| $F = T$ | T | 0 | 0 |

T - alcalinidad total F - alcalinidad a la fenolftaleína

VALOR DEL pH (Potencial de Hidrógeno)

El pH es el logaritmo de la recíproca de la concentración del ion hidrógeno, o más precisamente, de la actividad del ion hidrógeno, - en moles por litro. El pH interviene en el cálculo de carbonato, bicarbonato y bióxido de carbono, lo mismo que en el cálculo del índice de corrosión o estabilidad, y en el control de los procesos de tratamiento de agua. La escala práctica del pH comprende del 0, muy ácido, al 14, - muy alcalino, con el valor medio de pH 7 que corresponde a la neutralidad exacta a 25°C. Mientras que los términos "alcalinidad" y "acidez" - indican la reserva total o capacidad amortiguadora de una muestra, el - valor del pH representa la actividad instantánea del ion hidrógeno.



The following information was obtained from the records of the
 Department of the Interior, Bureau of Land Management, on
 the subject of the above captioned matter. The records
 show that the land in question was acquired by the
 Government in 1908, and was then conveyed to the
 State of California in 1912. The land was then
 conveyed to the State of California in 1912, and
 was then conveyed to the State of California in 1912.

This document is a true and correct copy of the original.



The following information was obtained from the records of the
 Department of the Interior, Bureau of Land Management, on
 the subject of the above captioned matter. The records
 show that the land in question was acquired by the
 Government in 1908, and was then conveyed to the
 State of California in 1912. The land was then
 conveyed to the State of California in 1912, and
 was then conveyed to the State of California in 1912.

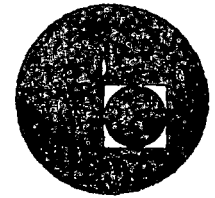
This document is a true and correct copy of the original.



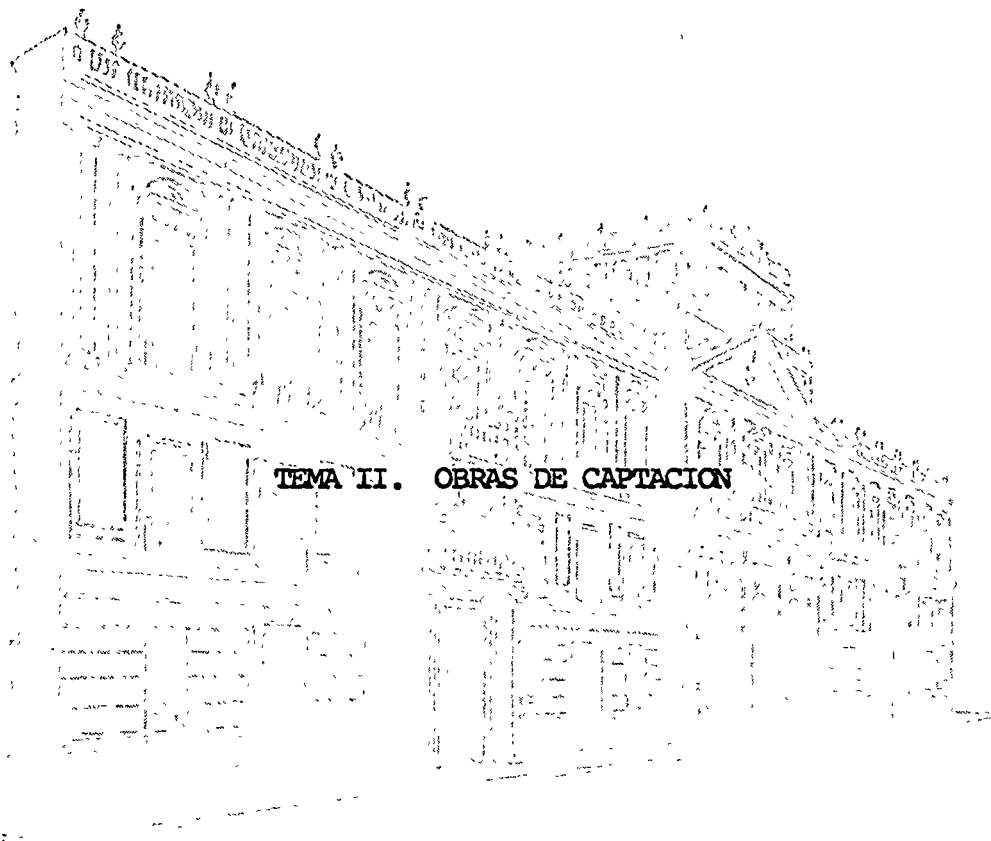
The following information was obtained from the records of the
 Department of the Interior, Bureau of Land Management, on
 the subject of the above captioned matter. The records
 show that the land in question was acquired by the
 Government in 1908, and was then conveyed to the
 State of California in 1912. The land was then
 conveyed to the State of California in 1912, and
 was then conveyed to the State of California in 1912.



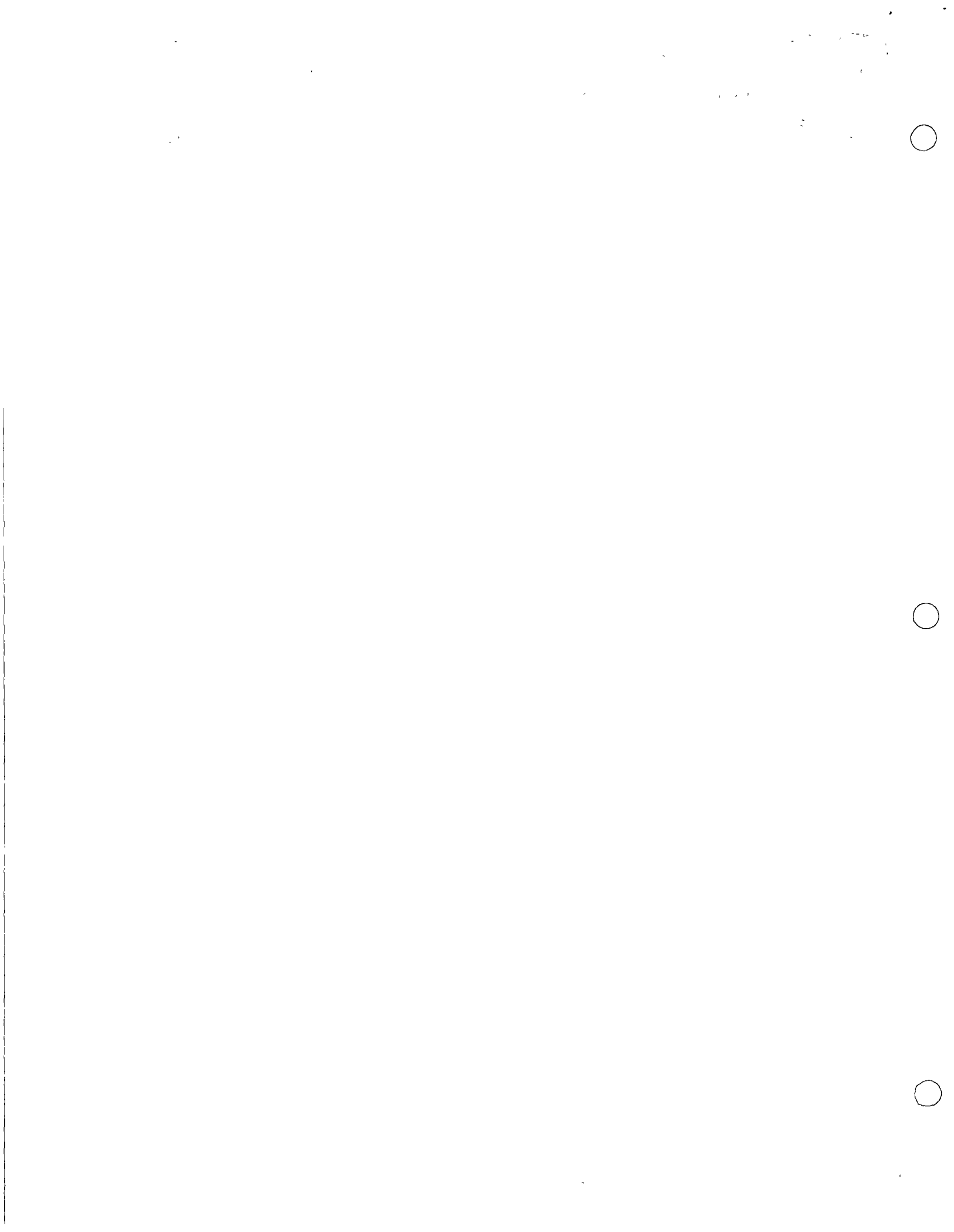
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE



PROF. ING. LAURO REYNOSO TORRES



PROYECTO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

2.- OBRAS DE CAPTACION

Por el Ing. Lauro Reynoso Torres.

2.1.- INVESTIGACION DE FUENTES DE ABASTECIMIENTO.

En la planeación de obras de aprovisionamiento de agua potable es fundamental efectuar investigación lo más amplia que sea posible de las fuentes de abastecimiento locales y externas que se considere conveniente considerar en el Estudio, para la localidad por abastecer.

Como sabemos, el ESTUDIO se puede definir como el conjunto de conocimientos técnicos y socioeconómicos que es indispensable conocer y obtener de la localidad para poder efectuar un proyecto. El ESTUDIO debe ser lo más completo que sea posible, procurando obtener la información técnica y estadística justa, verídica y suficiente, tomando en cuenta las limitaciones que se tengan de tiempo y el tipo de localidad (rural, urbana pequeña, urbana grande) por considerar para el proyecto. Un Estudio para proyectos de agua potable y alcantarillado deberá contener todos los datos básicos de la localidad o localidades por abastecer; así también como regionales, principalmente del municipio a que pertenezcan, programándolo en 2 aspectos:

- a).- Estudios de campo.
- b).- Estudios de gabinete.

Trabajos de campo.- Deben ser realizados por técnicos experimentados y comprender los estudios preliminares relacionados con el problema que se trata de resolver, reuniendo las solicitudes que se hayan hecho para la construcción de las obras de aprovisionamiento de agua potable y los datos socioeconómicos de la localidad y, los estudios complementarios, que deben ser programados por un ingeniero civil, utilizando los servicios de técnicos especializados en: análisis de aguas, geohidrología, geotécnica, hidrometría y, topografía y fotogrametría.

Estudios preliminares.- Las investigaciones preliminares comprenden 2 etapas que son: información previa e investigación directa. En la primera es indispensable tener conocimiento de la solicitud hecha por la comunidad (generalmente por el Comité Pro Agua Potable) para la construcción de obras de agua potable; ver anexo N° 1. En la se

gunda etapa, la investigación se hará en la localidad, para lo cual el ingeniero se pondrá en contacto y solicitará la ayuda de las autoridades locales y municipales, para el mejor desempeño de su labor, obteniendo los siguientes datos:

- A.- Información general.— Datos históricos, categoría política, localización geográfica, orografía, hidrografía, meteorología, comunicaciones y transportes. Estimación de la Calidad del terreno por excavar para instalación de tuberías y estructuras.
- B.- Servicios públicos.— Principalmente se investigará lo relativo al servicio de abastecimiento de agua público, indicando que fuentes se aprovechan, gastos que aportan, población servida y estado de conservación de las obras, haciendo una descripción detallada de las instalaciones. Se obtendrá información del sistema de alcantarillado, indicando sistema, lugar de vertido, población servida, etc., características de la energía eléctrica disponible; pavimentos, etc. Se obtendrán planos de los servicios instalados.
- C.- Aspectos demográficos y económicos.— Datos censales de la localidad y población flotante. Se obtendrá el plano de predios habitados por frente de manzana, indicando con claridad los límites de las zonas residenciales, comerciales e industriales. Actividades de la población económicamente activa, etc.
- D.- Reconocimiento de fuentes de abastecimiento.

En la etapa de estudios preliminares, el ingeniero deberá hacer una descripción de las fuentes en operación y de las probables por utilizar, agrupándolas en:

- a).— Aguas superficiales.— Se indicará si se trata de arroyos, ríos, canales de riego, etc., dando su nombre, localización, régimen, datos existentes de aforos, condiciones sanitarias, sus usos y concesiones que se tengan, distancia y desnivel aproximado de la zona por abastecer, etc.
- b).— Aguas subterráneas.— Se investigarán manantiales, pozos, etc., dando su nombre, localización, datos de aforo, condiciones sanitarias, sus usos y concesiones que se tengan, distancia y desnivel aproximado respecto a las zonas por abastecer etc.

gunda etapa, la investigación se hará en la localidad, para lo cual el ingeniero se pondrá en contacto y solicitará ayuda de las autoridades locales y municipales, para el mejor desempeño de su labor, obteniendo los siguientes datos:

- A.- Información general.- Datos históricos, categoría política, localización geográfica, orografía, hidrografía, meteorología, comunicaciones y transportes. Estimación de la Calidad del terreno por excavar para instalación de tuberías y estructuras.
- B.- Servicios públicos.- Principalmente se investigará lo relativo al servicio de abastecimiento de agua público, indicando que fuentes se aprovechan, gastos que aportan, población servida y estado de conservación de las obras, haciendo una descripción detallada de las instalaciones. Se obtendrá información del sistema de alcantarillado, indicando sistema, lugar de vertido, población servida, etc., características de la energía eléctrica disponible; pavimentos, etc. Se obtendrán planos de los servicios instalados.
- C.- Aspectos demográficos y económicos.- Datos censales de la localidad y población flotante. Se obtendrá el plano de predios habitados por frente de manzana, indicando con claridad los límites de las zonas residenciales, comerciales e industriales. Actividades de la población económicamente activa, etc.
- D.- Reconocimiento de fuentes de abastecimiento.

En la etapa de estudios preliminares, el ingeniero deberá hacer una clasificación de las fuentes en operación y de las probables por utilizar, según sean las en:

a).- Aguas superficiales.- Se indicará si se trata de arroyos, ríos, canales de riego, etc., dando su nombre, localización, régimen, datos existentes de afloros, condiciones sanitarias, sus usos y concesiones que se tengan, distancia y desnivel aproximado de la zona por abastecer, etc.

b).- Aguas subterráneas.- Se investigarán manantiales, pozos, etc., dando su nombre, localización, datos de afloro, condiciones sanitarias, sus usos y concesiones que se tengan, distancia y desnivel aproximado respecto a las zonas por abastecer etc.

Se tomarán muestras representativas del agua de las fuentes en explotación y - de las que se estimen más recomendables, para que se realicen los análisis físico - químicos usuales. El volumen de la muestra será de 3 a 5 litros y su envío al laboratorio se hará de inmediato. Posteriormente, se determinará la frecuencia y forma de hacer otros muestreos, que dependerán principalmente de las características de la fuente por aprovechar y los resultados que se obtengan del primer análisis.

Terminadas las investigaciones preliminares, el ingeniero o ingenieros responsables del proyecto por ejecutar, procederán a realizar los estudios de gabinete y la programación de los estudios complementarios, de los cuales, los topográficos se deben de iniciar de inmediato al mismo tiempo que se realizan los estudios preliminares.

Los estudios de gabinete por ejecutar son los siguientes:

a).- Predicción de población.- Se utilizan los datos censales de la localidad, de preferencia a partir de 1930, los que se obtendrán en la Dirección de Estadística de la Secretaría de Industria y Comercio, para la determinación de la población por servir para las condiciones inmediatas (para el año en que se realicen las obras) y futura de proyecto, considerando un período económico de proyecto de 6 a 10 años para localidades con 2500 a 15000 habitantes de proyecto y para localidades urbanas -- con más de 15000 habitantes de población proyecto, hasta 15 años. Para grandes ciudades se puede considerar un período de 20 años.

Los procedimientos que se recomienda utilizar para la predicción de población inmediata y de proyecto serán: aritmético, geométrico y el de extensión gráfica.

b).- Establecimiento del valor de la DOTACION.- Establecida la población de -- proyecto y conocido el clima de la localidad (obtenido en los estudios preliminares), para determinar la cantidad de agua que se requiere para satisfacer las necesidades inmediatas y futuras de la localidad, se adoptan los valores que para la Dotación, - se dan en las Normas de Proyecto, para obras de aprovisionamiento de agua potable, - en localidades urbanas de la República Mexicana. La Dotación está dada en litros por habitante y por día (lt/hab./día).

c).- Establecimiento de los datos básicos de proyecto.- Conocidos los valores de la población por servir y la Dotación, se obtienen los gastos medio anual, máximo diario y máximo horario, estableciendo los datos básicos del proyecto como se indica

DATOS DE PROYECTO

| | |
|---|---|
| Población según el último censo oficial | Hab. |
| Población actual | " |
| Población de proyecto | " |
| Dotación | Lt/Hab./día. |
| Gasto medio anual. (q.m.a) | l. p. s. |
| Gasto máximo diario (q.m.d) | " |
| Gasto máximo horario. (q.m.h) | " |
| Coefficiente de variación diaria | |
| Coefficiente de variación horaria | |
| Fuente (s) de abastecimiento | |
| Tipo de captación. | |
| Conducción | Gravedad y/o bombeo. long. y capacidad. |
| Regularización | Tipo de depósito y cap. en m ³ . |
| Potabilización. | |
| Distribución. | Gravedad y/o bombeo. |

De acuerdo con las Normas de Proyecto de la Dirección General de Agua Potable y Alcantarillados, de la S.R.H. los coeficientes de variación diaria y horaria por usar son los siguientes:

Coefficiente de variación diaria, varía de 1.2 a 1.5

Coefficiente de variación horaria, varía de 1.5 a 2.0

Generalmente en los proyectos se recomienda utilizar los valores mínimos de esos coeficientes.

La fuente de abastecimiento debe proporcionar el gasto máximo diario o cuando menos, el gasto requerido para satisfacer las necesidades inmediatas de la localidad. Esto es factible generalmente para comunidades urbanas medianas y pequeñas.

Con el gasto máximo diario, o el que se considere más conveniente de explotar de la fuente de abastecimiento, se diseña la obra de captación, se proyecta la línea de conducción y se establece la capacidad del depósito de regularización. Con el gasto máximo horario se realiza el diseño hidráulico de la red de distribución.

d).- Estudio de factibilidad económica y financiera.- Es necesario efectuar un estudio económico preliminar con el objeto de saber por una parte, la capacidad económica de endeudamiento de los usuarios por abastecer y por otra, conocido el costo aproximado de las obras por proyectar y construir, obtener el costo medio del m³, que servirá de base para la determinación de la tarifa para el cobro del agua, de acuerdo con los planes financieros que se consideren en el estudio.

Estudios complementarios.- Realizados los estudios preliminares y de gabinete, se programan los siguientes estudios:

a).- Investigación detallada de las fuentes de abastecimiento.- Tomando como base los datos obtenidos en los estudios preliminares, principalmente los relativos a cantidad de agua disponible, calidad del agua, distancia y desnivel con respecto a la zona por abastecer, los usos y concesiones establecidas, así como los datos de proyecto por considerar, se elige la fuente o fuentes más recomendables por aprovechar, programando el resto de los estudios complementarios.

b).- Levantamientos topográficos y fotogramétricos.- Generalmente, al mismo tiempo que se realizan las investigaciones preliminares, deben iniciarse los levantamientos topográficos empezando con la localidad por abastecer; posteriormente se realizan los correspondientes a zonas de captación y conducciones probables, tomando en cuenta lo dicho en el punto anterior.

c).- Estudio de calidad del agua de las fuentes consideradas.- Se tomarán nuevamente muestras representativas para análisis físico químicos. Es conveniente se obtengan cuando menos, un resultado de esos análisis para las épocas de sequía y lluvias, en el caso de fuentes de agua subterránea. Para corrientes superficiales es recomendable efectuar análisis mensuales en un año de estudio, procurando obtener las muestras de agua en los meses lluviosos tan pronto se termine la lluvia.

Para seleccionar una fuente de abastecimiento, es indispensable que el agua sea de preferencia potable, a fin de evitar en lo posible, la necesidad de construir una planta potabilizadora cuyo costo eleva el monto inicial de las inversiones y sus

costos de operación y amortización aumentan el costo medio del m³ de agua por suministrar, incrementando la tarifa. Por lo tanto, es necesario que el agua por aprovechar reúna ciertos requisitos mínimos de calidad y por otra parte, el ingeniero deberá saber interpretar los resultados de los análisis físico químicos, para el proyecto de las obras.

En el "Reglamento Federal Sobre Obras de Provisión de Agua Potable", publicado en el Diario Oficial del dos de julio de 1953, se especifican las normas de calidad para considerar un agua como potable.

d).- Estudio geohidrológico.- Como sabemos, el proceso que relaciona para una región los volúmenes de agua de lluvia, infiltraciones, evaporaciones, escurrimientos y la extracción de las aguas subterráneas, representa para esa región lo que se llama "ciclo hidrológico". El conocimiento de este es muy importante para la explotación de aguas subterráneas.

La Geología utiliza para la localización de los mantos subterráneos de agua, a la geohidrología. La geología define las formaciones de acuerdo con su edad y su origen; lo primero, nos permite conocer la posición que guardan entre sí las diversas formaciones que interesen en cuanto a la búsqueda de agua subterránea y, lo segundo (el origen de una formación) nos permite conocer la textura, densidad, etc. - La geohidrología nos permite saber si las formaciones en estudio tienen agua subterránea, qué clase de vacíos o huecos tienen; si están conectados y en qué forma; si las aguas están en movimiento y en qué dirección; si tienen fisuras, como son estas y cual es su orientación.

Para conocer las características de un acuífero es necesario efectuar una serie de estudios y mediciones. Por medio de pozos existentes y/o de pozos de exploración, es posible obtener la configuración actual de un acuífero en una región determinada, obteniendo los niveles del agua. Esta medición se debe hacer sistemáticamente a fin de conocer la evolución del acuífero; es decir, cómo fluye el agua de una zona a otra. Mediante pruebas de bombeo y aforo se puede medir la ca

pacidad que tiene un suelo para transmitir y almacenar agua, para conocer el flujo de entrada y el de salida del acuífero subterráneo.

Exploraciones geofísicas.- Las más comunes son sondeos geoeléctricos que suministran información acerca de la existencia de zonas saturadas en el subsuelo; no dan conocimiento sobre la capacidad de los acuíferos, ni datos precisos acerca de la calidad del agua, auxiliando en esto la Geología, que toma en cuenta la composición química de las rocas. Otros métodos geofísicos utilizan la densidad diferente de las rocas o su distinto grado de compacidad para señalar la existencia de formaciones permeables en las que es probable la existencia de agua, pero nunca con una seguridad absoluta.

El estudio geohidrológico de una región permite ampliar los levantamientos geológicos existentes, con base en la localización de aguas subterráneas, con lo que se define la localización del acuífero, su extensión y su profundidad, así como las características de sus fronteras y de los problemas que pueda haber al programar su explotación.

e).- Estudios hidrométricos.- En la investigación de hidrometría se efectúan dos tipos de investigaciones:

1.- Aforos en distintas épocas del año de la fuente o fuentes de abastecimiento en estudio, a fin de conocer los gastos mínimo y máximo disponibles.

2.- Investigaciones hidrométricas en sistemas en operación, cuando se requieren ampliaciones y rehabilitaciones. Se aprovecha generalmente el estudio para revisar el estado de conservación de las tuberías.

f).- Estudio de geotécnica.- Se investigará la geología superficial haciendo sondeos cuya profundidad en general variará de 1.20 a 2.00 m, (para tuberías hasta de 914 mm de diámetro), espaciados más o menos 500 m, según lo requiera la variación del material observado superficialmente, a fin de fijar la clasificación de los materiales por excavar, para instalación de tuberías. Se harán sondeos también en sitios en que se localicen estructuras (tanques, cárcamos, captaciones en ríos, etc.) obteniendo el

perfil geológico y mediante pruebas de laboratorio determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, etc.

Como resultado de los estudios anteriores se formará un plano de fuentes de abastecimiento en donde se indicará la localidad por abastecer y la localización de las fuentes consideradas, datos de aforos en estiaje y época de lluvias, elevaciones topográficas, trazo y longitudes aproximadas de las conducciones, calidad físico-química de las aguas y resumen de costos aproximados de obras de captación, potabilización, conducción y regulación, incluyendo los costos de operación correspondientes. Es muy importante conocer los usos actuales y concesiones que se tengan otorgadas, así como las necesidades locales tanto inmediatas como futuras, en los casos que se pretenda utilizar fuentes externas al municipio a que pertenezca la localidad por abastecer.

Generalmente para localidades rurales y urbanas pequeñas, no se prepara el plano de fuentes de abastecimiento; sin embargo, para localidades urbanas grandes y principalmente para ciudades de importancia es básico contar con dicho plano, a fin de establecer planes de acción inmediata y mediata.

Cuando no se dispone de planos topográficos específicos, se utilizarán para la formación de los planos de fuentes de abastecimiento, planos de la Defensa Nacional y de CETENAL (Comisión de Estudios del Territorio Nacional).

México, D. F., julio de 1976

35



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

MODELO DE SOLICITUD

.....a.....de 19....

C. GERENTE GENERAL DE RECURSOS HIDRAULICOS

Los suscritos, miembros del Comité pro-Agua Potable de municipio de del estado de..... nos dirigimos a usted para solicitar de esa H. Secretaría la cooperación federal para la construcción de las obras de agua potable (nuevas) (ampliación) -- (mejoramiento) que nos son indispensables para un buen servicio.

En reunión celebrada el día del mes de de este año, tratamos la necesidad de resolver nuestro problema de agua potable, en vista de que no tenemos este servicio (o el cual se encuentra en malas condiciones).

Se acordó en esa reunión enviar a usted esta solicitud y copia del acta, la cual adjuntamos.

Manifestamos a usted que la comunidad que representamos da su pleno consentimiento para la ejecución de las obras; que aceptamos la instalación de medidores y que estamos dispuestos a aportar fondos en efectivo, mano de obra y materiales de la región que, conforme a los estudios que se hagan y proyectos que se apruebe, nos sean asignados.

Rogamos a usted considere nuestra solicitud, tomando en cuenta que desde ahora nos ponemos a su disposición para lograr pronto nuestro objetivo.

Atentamente.

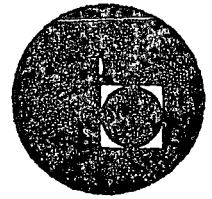
Comité pro-Agua Potable

..... Presidente

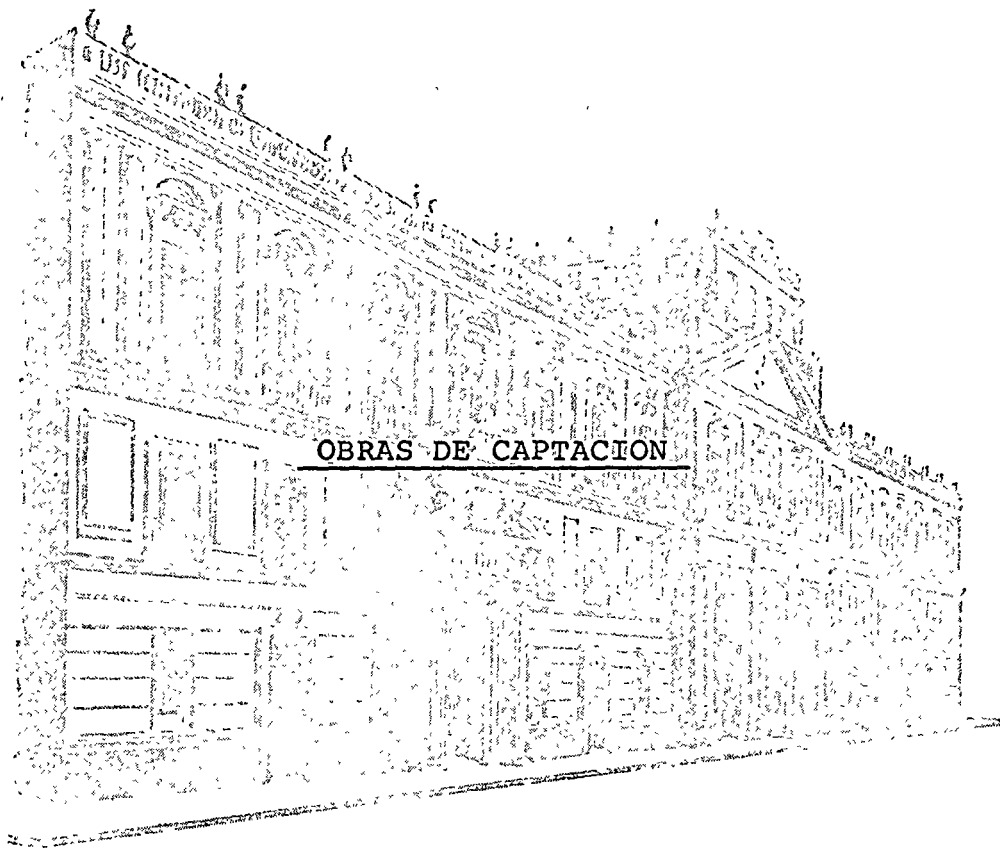
..... Secretario



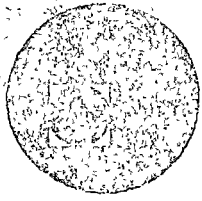
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE



ING. FRANCISCO MONTEJANO URANGA



Centro de educación continua
de estudios superiores
de ingeniería, una
mano



OBRAS DE CAPTACION

4. Captación de aguas subterráneas

e) Galerías filtrantes.

Flujo en dos dimensiones.

Generalmente para aprovechar aguas freáticas.

La obra de toma completa incluye el pozo de recolección y el equipo de bombeo

En este tipo de obra de toma es muy importante la calidad del terreno (suelo) en que se ha de construir la galería; lo mismo que la calidad del agua.

Cuando se construyen galerías filtrantes en los suelos de calizas por una parte los bicarbonatos disueltos expuestos al aire tienden a precipitarse; por otra parte, al hacer excavaciones para construir la galería, se modifica la estructura natural del suelo, que siendo originalmente relativamente permeable, se obstruye, rindiendo gastos mucho menores que los esperados.

Tipos.

1. A lo largo de lomas
2. Perpendicular al flujo subterráneo de un valle
3. Paralelo a una corriente (rio)

La galería en sí puede estar constituida por un tubo perforado, o por un tunel con orificios para dejar paso a las infiltraciones.

Los problemas de diseño están íntimamente ligados en la teoría del flujo en medio capilar de dos dimensiones.

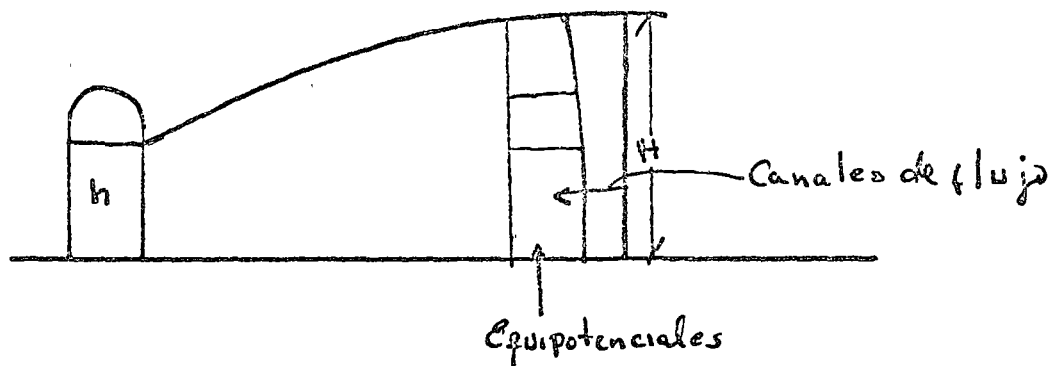
Los métodos generales mediante los cuales se puede tener una idea aproximada de la longitud de la galería se reducen a la fórmula de Dupuit, y al uso de redes de flujo.

Para ambos métodos es necesario la estimación del valor de K

Dupuit

$$q = y k \frac{dy}{dx} \quad ; \quad q = K \frac{H^2 - h^2}{2L}$$

Red de flujo $q = K h \frac{n_q}{m h}$



En el caso del dren paralelo a la corriente, el principal problema es alojar el dren a una profundidad apropiada para que la diferencia $H^2 - h^2$ sea de tal magnitud, que q por unidad de longitud de dren sea razonablemente grande para que la longitud de la galería (del dren) no sea excesiva.

Al hacer excavación paralela a la corriente, para lojar el tubo perforado, es necesario extraer el agua; se necesitan equipos de bombeo de gran capacidad.

OBRAS DE CAPTACION

4. Captación de aguas subterráneas.

a) Tomas en manantiales.

Siendo la obra de toma el elemento de enlace entre la fuente de abastecimiento y la conducción; y si la fuente de abastecimiento es un manantial, el diseño de la obra de toma queda condicionado por la naturaleza del acuífero que dá origen al manantial, y por el manantial en si mismo.

Por ello resulta útil al ingeniero encargado del diseño de la estructura de la obra de toma, el bosquejo de diversos tipos de manantiales, apoyándose siempre en el dictamen del geólogo, ya que dichos bosquejos sugieren la forma de la obra de toma y ésta a su vez, los cálculos relativos a las dimensiones, aspectos hidráulicos, sanitarios, etc.

Se adjuntan a continuación algunos bosquejos, que de ninguna manera cubren las muy diversas formas que puede afectar un manantial.

Dada esa gran diversidad de tipos, es necesaria la consideración más a fondo, de la naturaleza del manantial, y sobre todo del acuífero que da origen al manantial.

Acuíferos.

Estratos de grava y arena que poseen una porosidad de 30% a 35%. Los huecos que permiten el almacenamiento de agua, son tan pequeños, que de haber movimiento del agua a través del acuífero, la resistencia opuesta al movimiento es grande y por tanto las velocidades para el gradiente unitario son relativamente pequeñas -- (fracciones de metro/día), características del régimen laminar, y por tanto, ese movimiento está sujeto a las leyes del flujo capilar.

Como el manantial puede considerarse como una fuente localizada en un punto y alimentada por un canal (o varios) de flujo, es oportuno hacer una revisión de las leyes del flujo unidimensional en medio capilar.

Revisión.

Flujo laminar:

$$v = Ks \quad \text{a } 10^{\circ}\text{C}$$

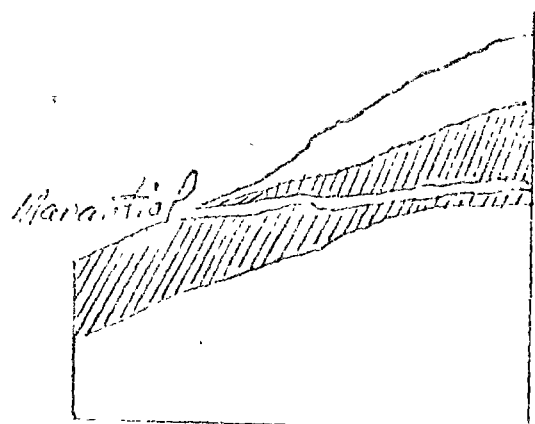
v = velocidad

K = coeficiente de permeabilidad

$$K_1/K_2 = \gamma_2/\gamma_1$$

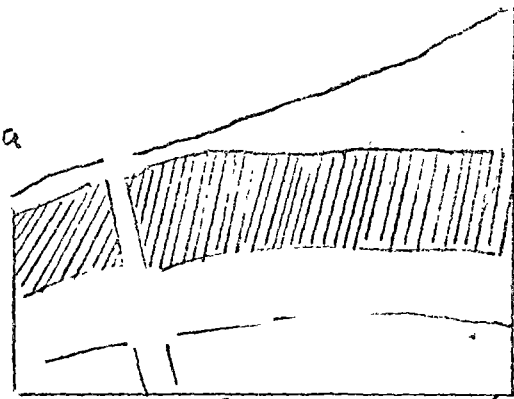
γ = viscosidad cinemática.

Obras de Captación - Tomo II
4. a)



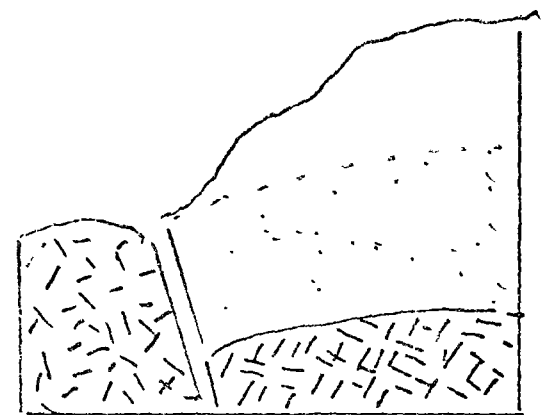
Horizontal descendente.

Fractura
o
Falla



Vertical ascendente

Manantiales por fallas en estratos delgados

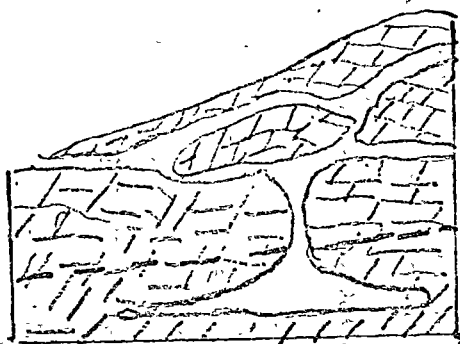


Manantial por falla de estratos profundos

Obras de Captación · Tema II

(3)

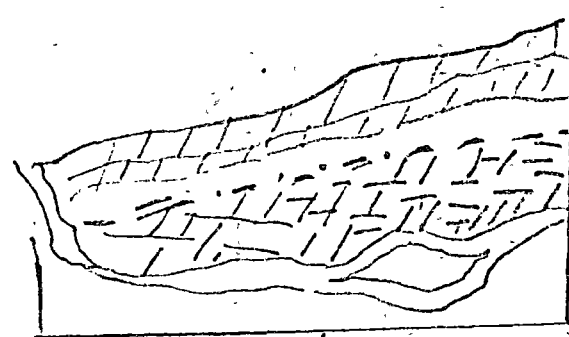
Manantiales: Canales por solución.



Canales hechos por solución

Nivel de agua freática

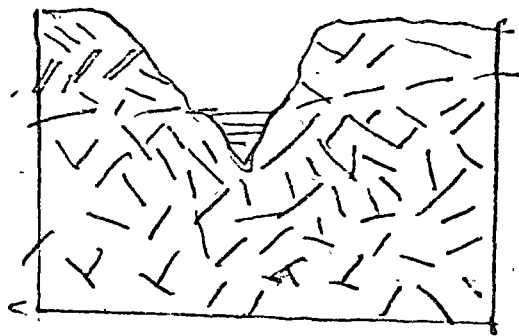
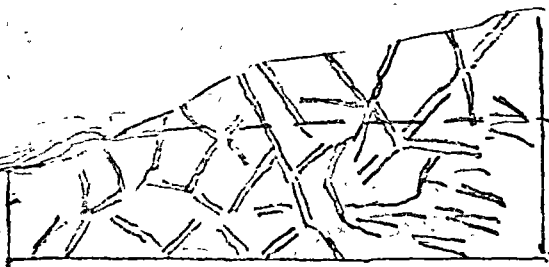
Con corriente arriba del nivel de agua freática.



Nivel de agua freática

Con corriente abajo del nivel de agua freática

Manantiales en lava



4 (a)

Existen acuíferos con valores de K desde 8.1×10^{-8} m/día hasta 4073.7 m/día

Pero para los manantiales parte de los acuíferos K oscila entre 0.40 m/ día y 203 m/día

$$2 \times 10^{-4} \frac{\text{galones/día}}{\text{pie}^2} \quad \text{a} \quad 10^5 \frac{\text{galones/día}}{\text{pie}^2}$$

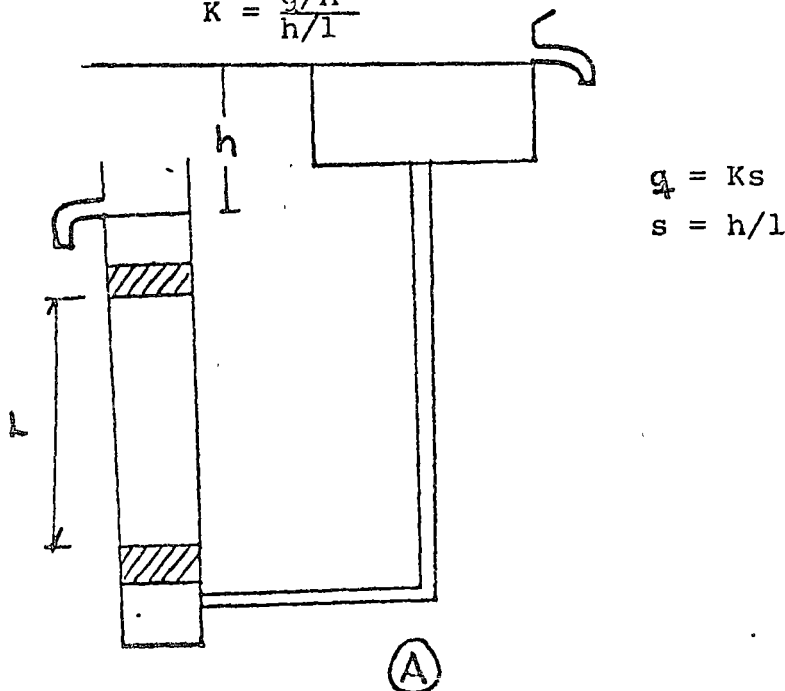
$$10 \frac{\text{galones/día}}{\text{pie}^2} \quad \text{a} \quad 5 \times 10^3 \frac{\text{galones/día}}{\text{pie}^2}$$

Recordar que esto es para $s = 1$

Una descripción apropiada del flujo unidimensional se obtiene de la descripción del permeámetro de carga constante.

g = gasto
 A = area
 l = longitud de la columna de arena
 h = pérdida de carga

$$K = \frac{g/A}{h/l}$$



Clasificación de los manantiales.

Según el manto o acuífero del que proceden

- 1) Manantiales de gravedad
De acuíferos freáticos (presión atmosférica con gastos muy variables, sujetas a las lluvias.
De flujo transitorio
Se puede aumentar el gasto quitando obstrucciones.
Calidad variable.

2. Manantiales artesianos.

Tienen origen en acuíferos confinados. Su presión es mayor que la atmosférica. Con gastos mayores que los de gravidad. Con cuenca tributaria localizada a distancia considerable del punto de afloramiento. Si la cuenca tributaria es extensa, su gasto es considerable y permanente.

En muchas ocasiones se puede aumentar el caudal removiendo material en el afloramiento, pero por lo general no da resultado, ya que el caudal esta regido por factores que no se pueden modificar (desnivel, extensión del acuífero, K del acuífero, etc.).

La calidad del agua es constante.

Tipos de estructuras.

Cajas de captación.

Dimensiones generales para que el tirante arriba de la clave de tubo de conducción sea igual o mayor que la suma de las cargas: pérdida por entrada al tubo más carga de velocidad en el tubo.

OBRAS DE CAPTACION

4. c) Pozos Profundos.

El aprovechamiento de las aguas subterráneas de acuíferos localizados a profundidades considerables y por lo común confinadas entre capas impermeables, están a presión mayor que la atmosférica; y requiere estudios especiales para conocer su localización, capacidad y calidad de las aguas.

La localización implica estudios geológicos, geofísicos, y es común el uso de métodos e instrumentos tales que requieren estudios especializados.

Los métodos pueden clasificarse en:

Gravitacionales

Sísmicos

Eléctricos

Realizados los estudios se procede al proyecto del pozo. Se determinan:

- Capacidad de proyecto
- Profundidad
- Diámetro
- Cimentación
- Ademes
- Cribas
- Etc.

Por lo general el aprovechamiento de las aguas profundas para abastecimiento de agua potable, requiere la perforación de varios pozos, en cuyo caso, los primeros sirven de estudio, tanto de los materiales de excavación y de la calidad de los acuíferos que se van encontrando, como de los datos que sirven para el conocimiento de las características hidrológicas de los mantos.

Entre ellas:

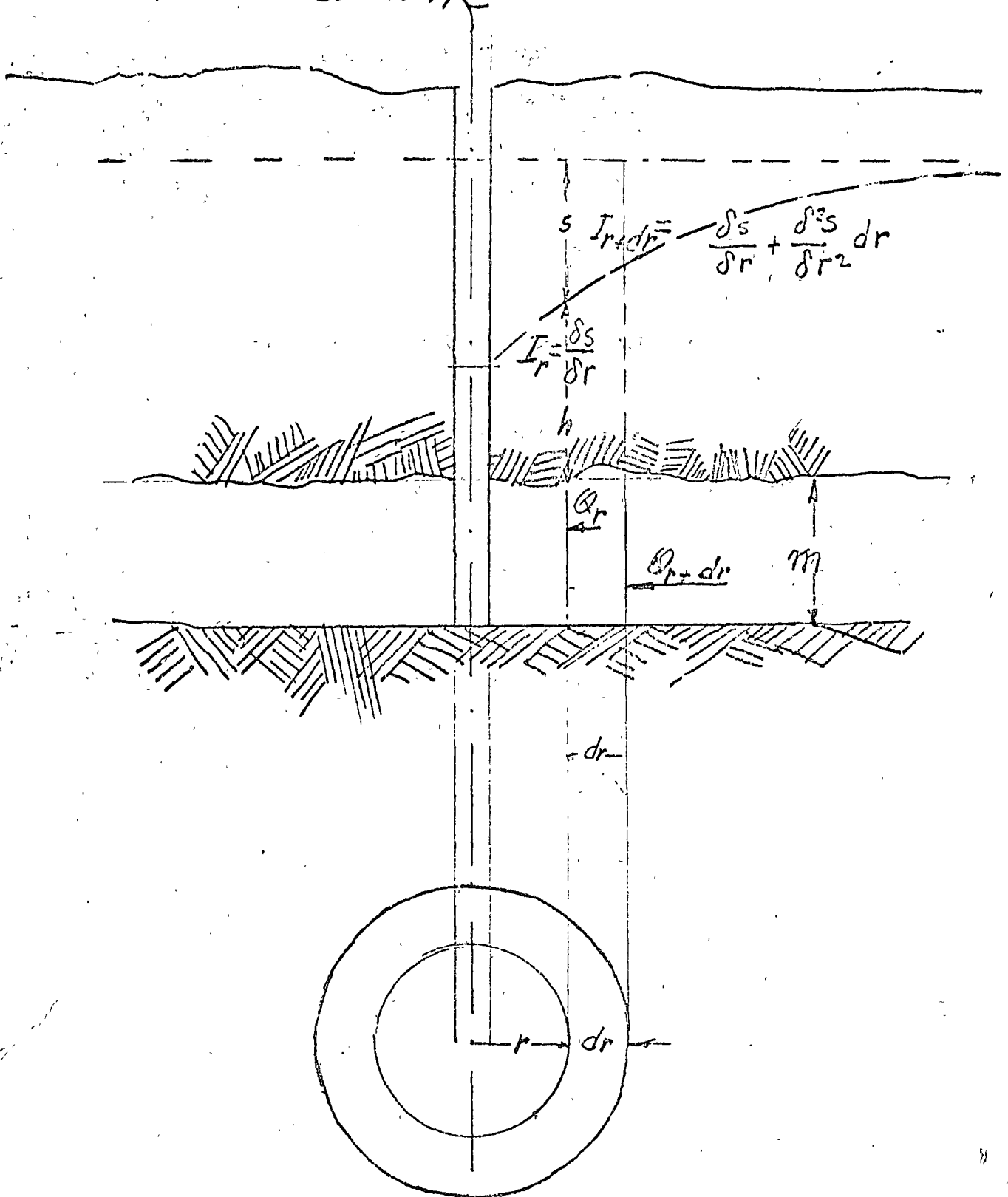
- Coefficientes de almacenamiento
- Transmisibilidad
- Permeabilidad, etc.

De gran importancia son todos estos estudios, los cuales requieren una revisión de los principios fundamentales y de las expresiones matemáticas del flujo radial, de equilibrio inestable.

El cono de abatimientos es móvil o no estacionario.

Tema II ; 4 c) Obras de Captación

Q Constante



OBRAS DE CAPTACION

TEMA II 4 (c)

ESCURRIMIENTO RADIAL NO ESTACIONARIO

ACUIFEROS CONFINADOS

OBRAS DE CAPTACION TEMA II 4 (c)

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------|
| N | $N \times 10^{-15}$ | $N \times 10^{-14}$ | $N \times 10^{-13}$ | $N \times 10^{-12}$ | $N \times 10^{-11}$ | $N \times 10^{-10}$ | $N \times 10^{-9}$ | $N \times 10^{-8}$ |
| 1.0 | 33.9616 | 31.6590 | 29.3564 | 27.0538 | 24.7512 | 22.4486 | 20.1460 | 17.8435 |
| 1.1 | 33.8662 | 31.5637 | 29.2611 | 26.9585 | 24.6559 | 22.3533 | 20.0507 | 17.7482 |
| 1.2 | 33.7792 | 31.4767 | 29.1741 | 26.8715 | 24.5689 | 22.2663 | 19.9637 | 17.6611 |
| 1.3 | 33.6992 | 31.3966 | 29.0940 | 26.7914 | 24.4869 | 22.1863 | 19.8837 | 17.5811 |
| 1.4 | 33.6251 | 31.3225 | 29.0199 | 26.7173 | 24.4147 | 22.1122 | 19.8096 | 17.5070 |
| 1.5 | 33.5561 | 31.2535 | 28.9509 | 26.6483 | 24.3458 | 22.0432 | 19.7406 | 17.4380 |
| 1.6 | 33.4916 | 31.1890 | 28.8864 | 26.5838 | 24.2812 | 21.9786 | 19.6760 | 17.3735 |
| 1.7 | 33.4309 | 31.1283 | 28.8258 | 26.5232 | 24.2206 | 21.9180 | 19.6154 | 17.3128 |
| 1.8 | 33.3732 | 31.0712 | 28.7686 | 26.4660 | 24.1634 | 21.8608 | 19.5583 | 17.2557 |
| 1.9 | 33.3197 | 31.0171 | 28.7145 | 26.4119 | 24.1094 | 21.8068 | 19.5042 | 17.2016 |
| 2.0 | 33.2684 | 30.9658 | 28.6632 | 26.3607 | 24.0581 | 21.7555 | 19.4529 | 17.1503 |
| 2.1 | 33.2196 | 30.9170 | 28.6145 | 26.3119 | 24.0093 | 21.7067 | 19.4041 | 17.1015 |
| 2.2 | 33.1731 | 30.8705 | 28.5679 | 26.2653 | 23.9628 | 21.6602 | 19.3576 | 17.0550 |
| 2.3 | 33.1286 | 30.8261 | 28.5235 | 26.2209 | 23.9183 | 21.6157 | 19.3131 | 17.0106 |
| 2.4 | 33.0861 | 30.7835 | 28.4809 | 26.1783 | 23.8758 | 21.5732 | 19.2706 | 16.9680 |
| 2.5 | 33.0453 | 30.7427 | 28.4401 | 26.1375 | 23.8349 | 21.5323 | 19.2298 | 16.9272 |
| 2.6 | 33.0060 | 30.7035 | 28.4009 | 26.0983 | 23.7957 | 21.4931 | 19.1905 | 16.8880 |
| 2.7 | 32.9683 | 30.6657 | 28.3631 | 26.0606 | 23.7580 | 21.4554 | 19.1528 | 16.8502 |
| 2.8 | 32.9319 | 30.6294 | 28.3268 | 26.0242 | 23.7216 | 21.4190 | 19.1164 | 16.8138 |
| 2.9 | 32.8968 | 30.5943 | 28.2917 | 25.9891 | 23.6865 | 21.3839 | 19.0813 | 16.7788 |
| 3.0 | 32.8629 | 30.5604 | 28.2578 | 25.9552 | 23.6526 | 21.3500 | 19.0474 | 16.7449 |
| 3.1 | 32.8302 | 30.5276 | 28.2250 | 25.9224 | 23.6198 | 21.3172 | 19.0146 | 16.7121 |
| 3.2 | 32.7984 | 30.4958 | 28.1932 | 25.8907 | 23.5881 | 21.2855 | 18.9829 | 16.6803 |
| 3.3 | 32.7676 | 30.4651 | 28.1625 | 25.8599 | 23.5573 | 21.2547 | 18.9521 | 16.6495 |
| 3.4 | 32.7378 | 30.4352 | 28.1326 | 25.8300 | 23.5274 | 21.2249 | 18.9223 | 16.6197 |
| 3.5 | 32.7088 | 30.4062 | 28.1036 | 25.8010 | 23.4985 | 21.1959 | 18.8933 | 16.5907 |
| 3.6 | 32.6806 | 30.3780 | 28.0755 | 25.7729 | 23.4703 | 21.1677 | 18.8651 | 16.5621 |
| 3.7 | 32.6532 | 30.3506 | 28.0481 | 25.7455 | 23.4429 | 21.1403 | 18.8377 | 16.5351 |
| 3.8 | 32.6266 | 30.3240 | 28.0214 | 25.7188 | 23.4162 | 21.1135 | 18.8110 | 16.5085 |
| 3.9 | 32.6006 | 30.2980 | 27.9954 | 25.6928 | 23.3902 | 21.0877 | 18.7851 | 16.4825 |
| 4.0 | 32.5753 | 30.2727 | 27.9701 | 25.6675 | 23.3649 | 21.0623 | 18.7598 | 16.4572 |
| 4.1 | 32.5506 | 30.2480 | 27.9454 | 25.6428 | 23.3402 | 21.0376 | 18.7351 | 16.4325 |
| 4.2 | 32.5265 | 30.2239 | 27.9213 | 25.6187 | 23.3161 | 21.0136 | 18.7110 | 16.4084 |
| 4.3 | 32.5029 | 30.2004 | 27.8978 | 25.5952 | 23.2926 | 20.9900 | 18.6874 | 16.3848 |
| 4.4 | 32.4800 | 30.1774 | 27.8748 | 25.5722 | 23.2696 | 20.9670 | 18.6644 | 16.3619 |
| 4.5 | 32.4575 | 30.1549 | 27.8523 | 25.5497 | 23.2471 | 20.9446 | 18.6420 | 16.3394 |
| 4.6 | 32.4355 | 30.1329 | 27.8303 | 25.5277 | 23.2252 | 20.9226 | 18.6200 | 16.3174 |
| 4.7 | 32.4140 | 30.1114 | 27.8088 | 25.5062 | 23.2037 | 20.9011 | 18.5985 | 16.2959 |
| 4.8 | 32.3929 | 30.0904 | 27.7878 | 25.4852 | 23.1826 | 20.8800 | 18.5774 | 16.2748 |
| 4.9 | 32.3723 | 30.0097 | 27.7672 | 25.4646 | 23.1620 | 20.8594 | 18.5568 | 16.2542 |
| 5.0 | 32.3521 | 30.0495 | 27.7470 | 25.4444 | 23.1418 | 20.8392 | 18.5366 | 16.2340 |
| 5.1 | 32.3323 | 30.0297 | 27.7271 | 25.4246 | 23.1220 | 20.8194 | 18.5168 | 16.2142 |
| 5.2 | 32.3129 | 30.0103 | 27.7077 | 25.4051 | 23.1026 | 20.8000 | 18.4974 | 16.1948 |
| 5.3 | 32.2939 | 29.9913 | 27.6887 | 25.3861 | 23.0835 | 20.7809 | 18.4783 | 16.1758 |
| 5.4 | 32.2752 | 29.9726 | 27.6700 | 25.3674 | 23.0648 | 20.7622 | 18.4596 | 16.1571 |
| 5.5 | 32.2568 | 29.9542 | 27.6516 | 25.3491 | 23.0465 | 20.7439 | 18.4413 | 16.1387 |
| 5.6 | 32.2388 | 29.9362 | 27.6336 | 25.3310 | 23.0285 | 20.7259 | 18.4233 | 16.1207 |
| 5.7 | 32.2211 | 29.9185 | 27.6159 | 25.3133 | 23.0108 | 20.7082 | 18.4056 | 16.1030 |
| 5.8 | 32.2037 | 29.9011 | 27.5985 | 25.2959 | 22.9934 | 20.6908 | 18.3882 | 16.0856 |
| 5.9 | 32.1866 | 29.8840 | 27.5814 | 25.2789 | 22.9763 | 20.6737 | 18.3711 | 16.0685 |
| 6.0 | 32.1698 | 29.8672 | 27.5646 | 25.2620 | 22.9595 | 20.6569 | 18.3543 | 16.0517 |

TEMA II 4 (c) OBRAS DE CAPTACION

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------|
| N | $N \times 10^{-15}$ | $N \times 10^{-14}$ | $N \times 10^{-13}$ | $N \times 10^{-12}$ | $N \times 10^{-11}$ | $N \times 10^{-10}$ | $N \times 10^{-9}$ | $N \times 10^{-8}$ |
| 6.1 | 32.1533 | 29.8507 | 27.5481 | 25.2455 | 22.9429 | 20.6403 | 18.3378 | 16.0352 |
| 6.2 | 32.1370 | 29.8344 | 27.5318 | 25.2293 | 22.9267 | 20.6241 | 18.3215 | 16.0189 |
| 6.3 | 32.1210 | 29.8184 | 27.5158 | 25.2133 | 22.9107 | 20.6081 | 18.3055 | 16.0029 |
| 6.4 | 32.1053 | 29.8027 | 27.5001 | 25.1975 | 22.8949 | 20.5923 | 18.2893 | 15.9872 |
| 6.5 | 32.0898 | 29.7872 | 27.4846 | 25.1820 | 22.8794 | 20.5768 | 18.2742 | 15.9717 |
| 6.6 | 32.0745 | 29.7719 | 27.4693 | 25.1667 | 22.8641 | 20.5616 | 18.2590 | 15.9564 |
| 6.7 | 32.0595 | 29.7569 | 27.4543 | 25.1517 | 22.8491 | 20.5465 | 18.2439 | 15.9414 |
| 6.8 | 32.0446 | 29.7421 | 27.4395 | 25.1369 | 22.8343 | 20.5317 | 18.2291 | 15.9265 |
| 6.9 | 32.0300 | 29.7275 | 27.4249 | 25.1223 | 22.8197 | 20.5171 | 18.2145 | 15.9119 |
| 7.0 | 32.0156 | 29.7131 | 27.4105 | 25.1079 | 22.8053 | 20.5027 | 18.2001 | 15.8976 |
| 7.1 | 32.0015 | 29.6989 | 27.3963 | 25.0937 | 22.7911 | 20.4885 | 18.1860 | 15.8834 |
| 7.2 | 31.9875 | 29.6849 | 27.3823 | 25.0797 | 22.7771 | 20.4746 | 18.1720 | 15.8694 |
| 7.3 | 31.9737 | 29.6711 | 27.3685 | 25.0659 | 22.7633 | 20.4608 | 18.1582 | 15.8556 |
| 7.4 | 31.9601 | 29.6575 | 27.3549 | 25.0523 | 22.7497 | 20.4472 | 18.1446 | 15.8420 |
| 7.5 | 31.9467 | 29.6441 | 27.3415 | 25.0389 | 22.7363 | 20.4337 | 18.1311 | 15.8286 |
| 7.6 | 31.9334 | 29.6308 | 27.3282 | 25.0257 | 22.7231 | 20.4205 | 18.1179 | 15.8153 |
| 7.7 | 31.9203 | 29.6178 | 27.3152 | 25.0126 | 22.7100 | 20.4074 | 18.1048 | 15.8022 |
| 7.8 | 31.9074 | 29.6048 | 27.3023 | 24.9997 | 22.6971 | 20.3945 | 18.0919 | 15.7893 |
| 7.9 | 31.8947 | 29.5921 | 27.2895 | 24.9869 | 22.6844 | 20.3818 | 18.0792 | 15.7766 |
| 8.0 | 31.8821 | 29.5795 | 27.2769 | 24.9744 | 22.6718 | 20.3692 | 18.0666 | 15.7640 |
| 8.1 | 31.8697 | 29.5671 | 27.2645 | 24.9619 | 22.6594 | 20.3568 | 18.0542 | 15.7516 |
| 8.2 | 31.8574 | 29.5548 | 27.2523 | 24.9497 | 22.6471 | 20.3445 | 18.0419 | 15.7393 |
| 8.3 | 31.8453 | 29.5427 | 27.2401 | 24.9375 | 22.6350 | 20.3324 | 18.0298 | 15.7272 |
| 8.4 | 31.8333 | 29.5307 | 27.2282 | 24.9256 | 22.6230 | 20.3204 | 18.0178 | 15.7152 |
| 8.5 | 31.8215 | 29.5189 | 27.2163 | 24.9137 | 22.6112 | 20.3086 | 18.0060 | 15.7034 |
| 8.6 | 31.8098 | 29.5072 | 27.2046 | 24.9020 | 22.5995 | 20.2969 | 17.9943 | 15.6917 |
| 8.7 | 31.7982 | 29.4957 | 27.1931 | 24.8905 | 22.5879 | 20.2853 | 17.9827 | 15.6801 |
| 8.8 | 31.7868 | 29.4842 | 27.1816 | 24.8790 | 22.5765 | 20.2739 | 17.9713 | 15.6687 |
| 8.9 | 31.7755 | 29.4729 | 27.1703 | 24.8678 | 22.5652 | 20.2626 | 17.9600 | 15.6574 |
| 9.0 | 31.7643 | 29.4618 | 27.1592 | 24.8566 | 22.5540 | 20.2514 | 17.9488 | 15.6462 |
| 9.1 | 31.7533 | 29.4507 | 27.1481 | 24.8455 | 22.5429 | 20.2404 | 17.9378 | 15.6352 |
| 9.2 | 31.7424 | 29.4398 | 27.1372 | 24.8346 | 22.5320 | 20.2294 | 17.9268 | 15.6243 |
| 9.3 | 31.7315 | 29.4290 | 27.1264 | 24.8238 | 22.5212 | 20.2186 | 17.9160 | 15.6135 |
| 9.4 | 31.7208 | 29.4183 | 27.1157 | 24.8131 | 22.5105 | 20.2079 | 17.9053 | 15.6028 |
| 9.5 | 31.7103 | 29.4077 | 27.1051 | 24.8025 | 22.4999 | 20.1973 | 17.8948 | 15.5922 |
| 9.6 | 31.6998 | 29.3972 | 27.0946 | 24.7920 | 22.4895 | 20.1869 | 17.8843 | 15.5817 |
| 9.7 | 31.6894 | 29.3868 | 27.0843 | 24.7817 | 22.4791 | 20.1765 | 17.8739 | 15.5713 |
| 9.8 | 31.6792 | 29.3766 | 27.0740 | 24.7714 | 22.4688 | 20.1663 | 17.8637 | 15.5611 |
| 9.9 | 31.6690 | 29.3664 | 27.0639 | 24.7613 | 22.4587 | 20.1561 | 17.8535 | 15.5509 |

OBRAS DE CAPTACION TEMA II 4 (c)

| 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 |
|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|----------|-----|
| $N \times 10^{-7}$ | $N \times 10^{-6}$ | $N \times 10^{-5}$ | $N \times 10^{-4}$ | $N \times 10^{-3}$ | $N \times 10^{-2}$ | $N \times 10^{-1}$ | N | N |
| 15.5409 | 13.2383 | 10.9357 | 8.6332 | 6.3315 | 4.0379 | 1.8229 | 0.2194 | 1.0 |
| 15.4456 | 13.1430 | 10.8404 | 8.5379 | 6.2363 | 3.9436 | 1.7371 | .1860 | 1.1 |
| 15.3586 | 13.0560 | 10.7534 | 8.4509 | 6.1494 | 3.8576 | 1.6595 | .1584 | 1.2 |
| 15.2785 | 12.9759 | 10.6734 | 8.3709 | 6.0695 | 3.7785 | 1.5889 | .1355 | 1.3 |
| 15.2044 | 12.9018 | 10.5993 | 8.2968 | 5.9955 | 3.7054 | 1.5241 | .1162 | 1.4 |
| 15.1354 | 12.8328 | 10.5303 | 8.2278 | 5.9266 | 3.6374 | 1.4645 | .1000 | 1.5 |
| 15.0709 | 12.7683 | 10.4657 | 8.1634 | 5.8621 | 3.5739 | 1.4092 | .08631 | 1.6 |
| 15.0103 | 12.7077 | 10.4051 | 8.1027 | 5.8016 | 3.5143 | 1.3578 | .07465 | 1.7 |
| 14.9531 | 12.6505 | 10.3479 | 8.0455 | 5.7446 | 3.4581 | 1.3098 | .06471 | 1.8 |
| 14.8990 | 12.5964 | 10.2939 | 7.9915 | 5.6906 | 3.4050 | 1.2649 | .05620 | 1.9 |
| 14.8477 | 12.5451 | 10.2426 | 7.9402 | 5.6394 | 3.3547 | 1.2227 | .04890 | 2.0 |
| 14.7989 | 12.4964 | 10.1938 | 7.8914 | 5.5907 | 3.3069 | 1.1829 | .04261 | 2.1 |
| 14.7524 | 12.4498 | 10.1473 | 7.8449 | 5.5443 | 3.2614 | 1.1454 | .03719 | 2.2 |
| 14.7080 | 12.4054 | 10.1028 | 7.8004 | 5.4999 | 3.2179 | 1.1099 | .03250 | 2.3 |
| 14.6654 | 12.3628 | 10.0603 | 7.7579 | 5.4575 | 3.1763 | 1.0762 | .02844 | 2.4 |
| 14.6246 | 12.3220 | 10.0194 | 7.7172 | 5.4167 | 3.1365 | 1.0443 | .02491 | 2.5 |
| 14.5854 | 12.2828 | 9.9802 | 7.6779 | 5.3776 | 3.0983 | 1.0139 | .02185 | 2.6 |
| 14.5476 | 12.2450 | 9.9425 | 7.6401 | 5.3400 | 3.0615 | 0.9849 | .01918 | 2.7 |
| 14.5113 | 12.2087 | 9.9061 | 7.6038 | 5.3037 | 3.0261 | .9573 | .01686 | 2.8 |
| 14.4762 | 12.1736 | 9.8710 | 7.5687 | 5.2687 | 2.9920 | .9309 | .01482 | 2.9 |
| 14.4423 | 12.1397 | 9.8371 | 7.5348 | 5.2349 | 2.9591 | .9057 | .01305 | 3.0 |
| 14.4095 | 12.1069 | 9.8043 | 7.5020 | 5.2022 | 2.9273 | .8815 | .01149 | 3.1 |
| 14.3777 | 12.0751 | 9.7726 | 7.4703 | 5.1706 | 2.8965 | .8583 | .01013 | 3.2 |
| 14.3470 | 12.0444 | 9.7418 | 7.4395 | 5.1399 | 2.8668 | .8361 | .008939 | 3.3 |
| 14.3171 | 12.0145 | 9.7120 | 7.4097 | 5.1102 | 2.8379 | .8147 | .007891 | 3.4 |
| 14.2881 | 11.9855 | 9.6830 | 7.3807 | 5.0813 | 2.8099 | .7942 | .006970 | 3.5 |
| 14.2599 | 11.9574 | 9.6548 | 7.3526 | 5.0532 | 2.7827 | .7745 | .006160 | 3.6 |
| 14.2325 | 11.9300 | 9.6274 | 7.3252 | 5.0259 | 2.7563 | .7554 | .005448 | 3.7 |
| 14.2059 | 11.9033 | 9.6007 | 7.2985 | 4.9993 | 2.7306 | .7371 | .004820 | 3.8 |
| 14.1799 | 11.8773 | 9.5748 | 7.2725 | 4.9735 | 2.7056 | .7194 | .004267 | 3.9 |
| 14.1546 | 11.8520 | 9.5495 | 7.2472 | 4.9482 | 2.6813 | .7024 | .003779 | 4.0 |
| 14.1299 | 11.8273 | 9.5248 | 7.2225 | 4.9236 | 2.6576 | .6859 | .003349 | 4.1 |
| 14.1058 | 11.8032 | 9.5007 | 7.1985 | 4.8997 | 2.6344 | .6700 | .002969 | 4.2 |
| 14.0823 | 11.7797 | 9.4771 | 7.1749 | 4.8762 | 2.6119 | .6546 | .002633 | 4.3 |
| 14.0593 | 11.7567 | 9.4541 | 7.1520 | 4.8533 | 2.5899 | .6397 | .002336 | 4.4 |
| 14.0368 | 11.7342 | 9.4317 | 7.1295 | 4.8310 | 2.5684 | .6253 | .002073 | 4.5 |
| 14.0148 | 11.7122 | 9.4097 | 7.1075 | 4.8091 | 2.5474 | .6114 | .001841 | 4.6 |
| 13.9933 | 11.6907 | 9.3882 | 7.0860 | 4.7877 | 2.5268 | .5979 | .001635 | 4.7 |
| 13.9723 | 11.6697 | 9.3671 | 7.0650 | 4.7667 | 2.5068 | .5848 | .001453 | 4.8 |
| 13.9516 | 11.6491 | 9.3465 | 7.0444 | 4.7462 | 2.4871 | .4721 | .001291 | 4.9 |
| 13.9314 | 11.6289 | 9.3263 | 7.0242 | 4.7261 | 2.4679 | .5598 | .001148 | 5.0 |
| 13.9116 | 11.6091 | 9.3065 | 7.0044 | 4.7064 | 2.4491 | .5478 | .001021 | 5.1 |
| 13.8922 | 11.5896 | 9.2971 | 6.9850 | 4.6871 | 2.4306 | .5362 | .0009086 | 5.2 |
| 13.8732 | 11.5706 | 9.2681 | 6.9659 | 4.6681 | 2.4126 | .5250 | .0008086 | 5.3 |
| 13.8545 | 11.5519 | 9.2494 | 6.9473 | 4.6495 | 2.3948 | .5140 | .0007198 | 5.4 |
| 13.8361 | 11.5336 | 9.2310 | 6.9289 | 4.6313 | 2.3775 | .5034 | .0006409 | 5.5 |
| 13.8181 | 11.5155 | 9.2130 | 6.9109 | 4.6134 | 2.3604 | .4930 | .0005708 | 5.6 |
| 13.8004 | 11.4978 | 9.1953 | 6.8932 | 4.5958 | 2.3437 | .4830 | .0005085 | 5.7 |
| 13.7830 | 11.4804 | 9.1779 | 6.8758 | 4.5785 | 2.3273 | .4732 | .0004532 | 5.8 |
| 13.7659 | 11.4633 | 9.1608 | 6.8588 | 4.5615 | 2.3111 | .4637 | .0004039 | 5.9 |
| 13.7491 | 11.4465 | 9.1440 | 6.8420 | 4.5448 | 2.2953 | .4544 | .0003601 | 6.0 |
| 13.7326 | 11.4300 | 9.1275 | 6.8254 | 4.5273 | 2.2797 | .4454 | .0003211 | 6.1 |
| 13.7163 | 11.4138 | 9.1112 | 6.8092 | 4.5122 | 2.2645 | .4366 | .0002864 | 6.2 |

OBRAS DE CAPTACION

4-c)

$$r^2/t = 10 \quad ; \quad S = 1.30$$

$$\mu = 0.015 \quad , \quad W(u) = 3.6$$

$$T = \frac{Q}{4\pi S} (W)(u) = \frac{0.022}{4\pi \cdot 1.30} \times 3.60 = 4.85 \times 10^{-3}$$

$$S' = \frac{\mu (4) T}{r^2/t} = \frac{0.015 \times 4 \times 0.0048}{10}$$

$$= 2.9 \times 10^{-5}$$

Ahora si $Q = 0.044 \text{ m}^3/\text{seg}$ y requiere el abatimiento en 10 días

$$S = \frac{0.044}{4 \times \pi \times 4.8 \times 10^{-3}} \left(-0.5772 - \ln \frac{4.703 \times 2.9 \times 10^{-5}}{4 \times 4.8 \times 10^{-3} \times 10 \times 8.64 \times 10^4} \right)$$

$$S = \frac{44}{4 \times \pi \times 4.8} \left(-0.5772 - \ln \frac{4.703 \times 2.9 \times 10^{-4}}{4 \times 4.8 \times 8.64} \right)$$

$$S = 8.12 \text{ } \neq \text{ } 8.22 \text{ del libro (27')} \quad 11.1315$$

OBRAS DE CAPTACION

METODO DE SOBREPOSICION DE CURVAS

= 0.022 m³/seg;

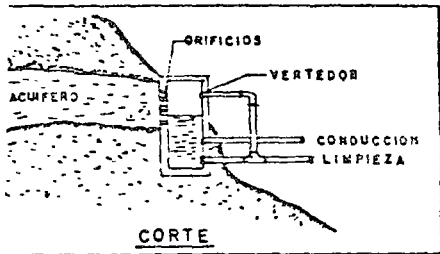
r= 68.58 m

| s en metros | t minutos | t segundos | r ² /t |
|-------------|-----------|------------|-------------------|
| 0.18 | 0.2 | 12 | 391.9 |
| 0.33 | 0.4 | 24 | 196.0 |
| 0.42 | 0.6 | 36 | 130.6 |
| 0.52 | 0.8 | 48 | 98.0 |
| 0.58 | 1.0 | 60 | 78.4 |
| 0.79 | 2.0 | 120 | 39.2 |
| 0.94 | 3.0 | 180 | 26.1 |
| 1.03 | 4.0 | 240 | 19.6 |
| 1.11 | 5.0 | 300 | 15.7 |
| 1.38 | 10.0 | 600 | 7.8 |
| 1.66 | 20.0 | 1200 | 3.9 |
| 1.82 | 30.0 | 1800 | 2.6 |
| 1.93 | 40.0 | 2400 | 2.0 |
| 2.09 | 60.0 | 3600 | 1.3 |
| 2.26 | 90.0 | 5400 | 0.97 |

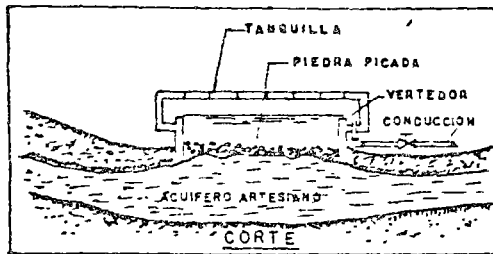
| u | W (u) |
|-------|--------|
| 1.0 | 0.2194 |
| 0.5 | 0.5598 |
| 0.1 | 1.8229 |
| 0.05 | 2.4679 |
| 0.01 | 4.0379 |
| 0.005 | 4.7261 |
| 0.001 | 6.3315 |

OBRAS DE CAPTACION - TEMA II 4 (a)

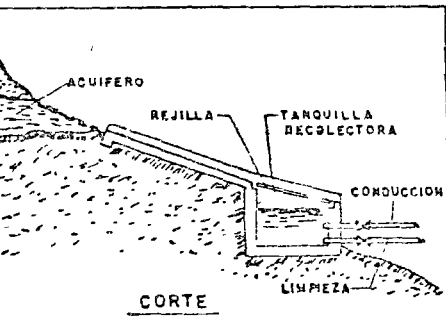
DIFERENTES TIPOS DE ESTRUCTURAS PARA CAPTACION EN MANANTIALES



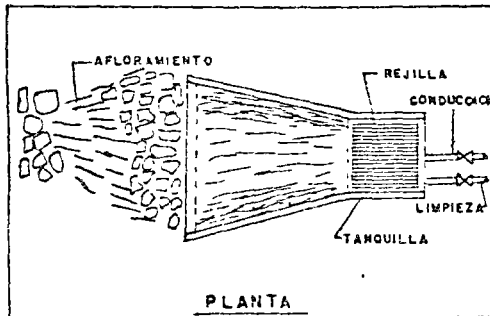
ESTRUCTURA PARA CAPTACION DE MANANTIALES CON AFLORAMIENTO HORIZONTAL



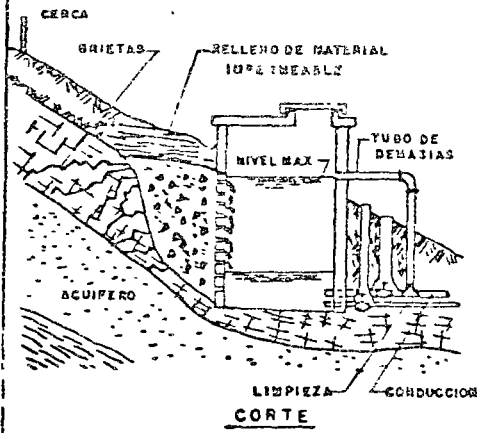
ESTRUCTURA PARA CAPTACION DE MANTIALES CON AFLORAMIENTO VERTICAL



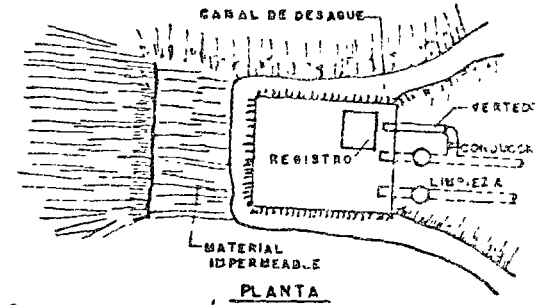
ESTRUCTURA PARA CAPTACION EN MANANTIALES CON AFLORAMIENTO HORIZONTAL



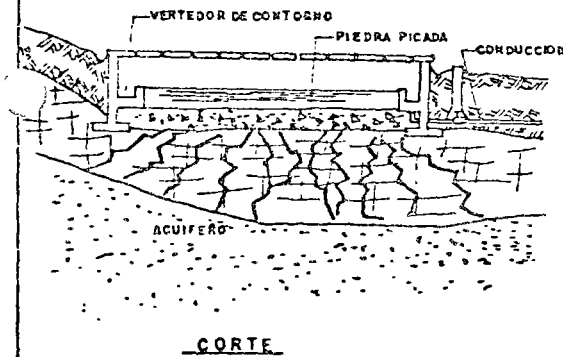
OBRAS DE CAPTACION TEMA II 4 (a)



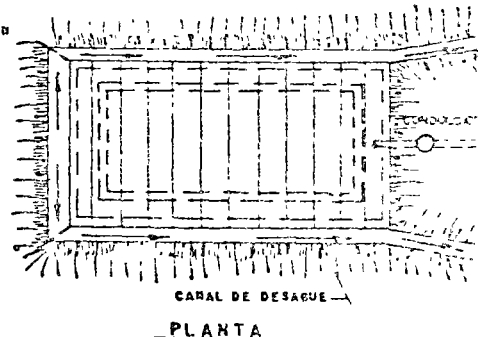
ESTRUCTURA PARA MANANTIALES CON AFLORAMIENTO HORIZONTAL



Esquema N°



CORTE

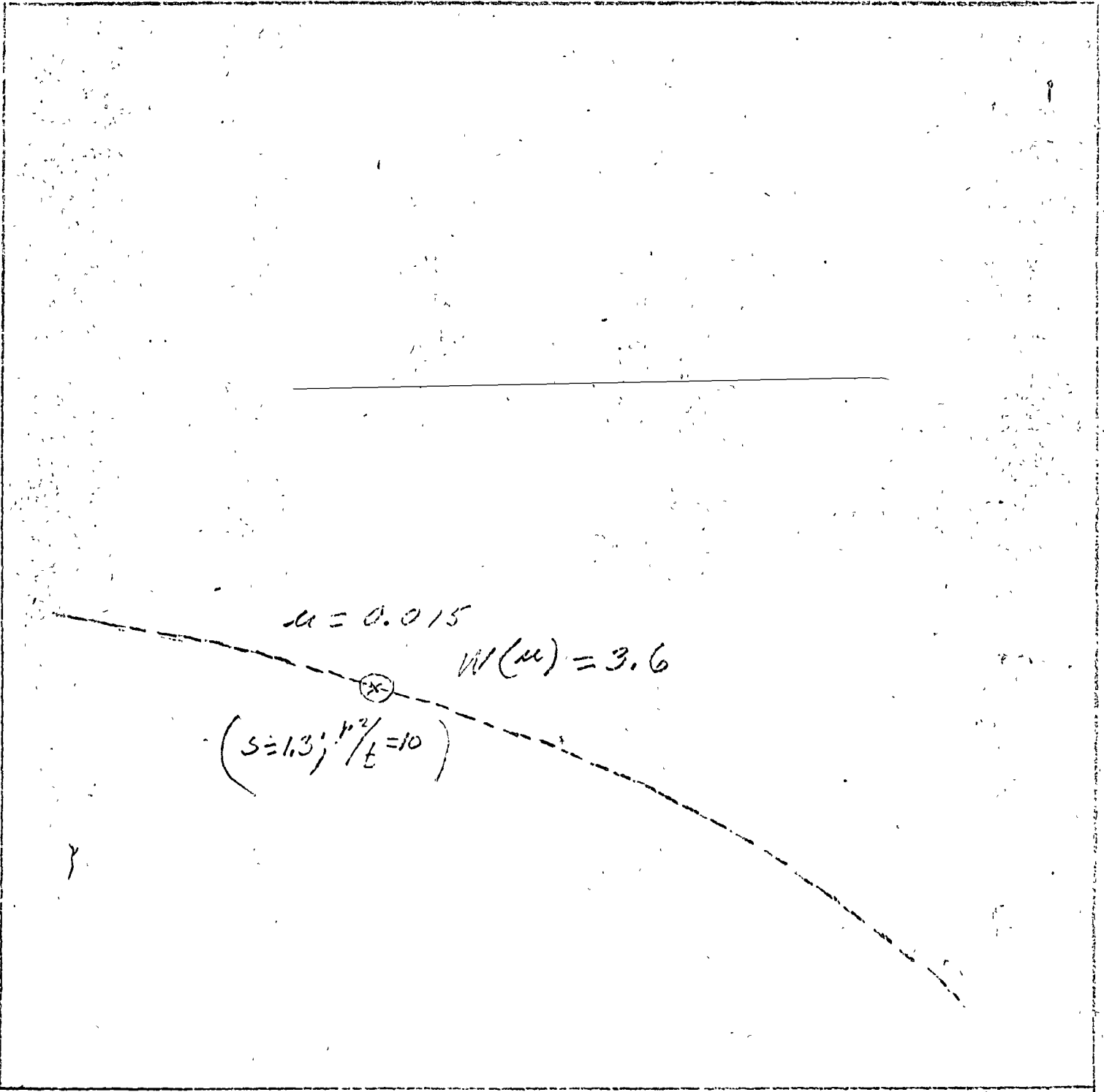


PLANTA

Esquema N°

CAPTACION PARA MANTIALES CON AFLORAMIENTO VERTICAL

Obras de Captación
Temas II ; 4 c)



$$u = 0.015$$

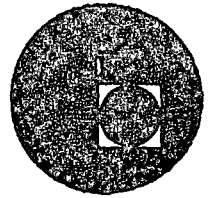
$$W(u) = 3.6$$

$$(s = 1.3; r^2/t = 10)$$





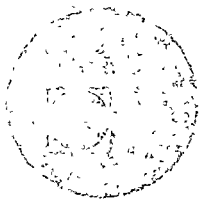
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE



ING. FRANCISCO MONTEJANO URANGA



AMERICAN...
...
...



...

...



...



Proper management of ground-water reserves can be exercised only if there is a firm understanding of the factors affecting those reserves. Outlined in this article are a testing procedure for ascertaining the transmissivity and storage characteristics of ground-water reservoirs and a mathematical model for predicting future developments.

Dennis E. Williams

MODERN TECHNIQUES IN GROUND-WATER STUDIES

IN THE PRACTICAL solution of water-supply problems involving ground-water reservoirs, many useful techniques currently are being used to operate within the hydrologic and economic limits of the reservoir.

One such technique involves simulating the response of the ground-water basin as the result of various hydrologic stresses. To accomplish this simulation, a mathematical model is constructed incorporating geologic, hydrologic, and economic considerations.

A practical mathematical model must have provision for inputting data re current ground-water operations. It also must have flexibility for continuous updating. The model should be versatile enough so that long-range projections resulting from various pumping and recharge regimens can be studied regarding their relative hydrologic and economic worth to the overall operation of the ground-water basin.

Before actually constructing the model, various constants reflecting the ground-water reservoir's ability to store and transmit water must be known with a fair degree of reliability. The most common method of obtaining these aquifer parameters is from data obtained by measuring declining water levels that surround discharging wells.

Practically speaking, it is not always possible to stop production on all wells in a producing field for the sole purpose of testing. It may be possible, however, to turn off one or two of the wells for a short period of time or vary the discharge in others. When regulation is impractical, many times pumping and water-level records can be analyzed to deduce the aquifer parameters.

Determination of Aquifer Parameters

When a well discharges, the ground-water surface in the vicinity of the well is depressed. The depression, or drawdown, very quickly assumes the

shape of a logarithmic cone. This cone of depression acts as a pirating agent whose only job is to procure water for the well, first by robbing the aquifer of stored water, then by expanding outward to areas of recharge or, eventually, to the boundaries of the aquifer itself.

The shape and growth rate of this cone is determined primarily by two aquifer constants, transmissivity and "storativity." Transmissivity is related to the rate of ground-water movement, whereas storativity reflects upon the aquifer's ability to take in or release water.

The purpose of the pumping test is to obtain estimates of these two aquifer constants, which can later be used to study: interference between pumping wells, ground-water storage changes, or general basin management. Taking physical measurements in an aquifer test involves recording the change with time in water level—in one or more observation wells in the field—and the pumping-well discharge. Once these data are obtained, suitable equations relating transmissivity and storativity to drawdown are chosen, keeping in mind the type and location of any geohydrologic boundary conditions, such as streams and faults, which might affect test results.

Making Use of the Data

A powerful tool used to analyze pumping test data (when a wide variety of conditions is found to exist) is the principle of superposition. This principle assumes that the total drawdown produced at any point in a multiple-discharging well field is equal to the sum of the drawdowns produced by each well pumping alone. Results of pumping-well tests have verified this assumption.¹

In Fig. 1, five wells are shown: four pumping wells (concentric circles) and one observation well (black circle at A). According to the principle of su-

perposition, the sum of the drawdowns produced in well "A" by each well pumping separately is equal to the drawdown produced in well "A" by all of the wells pumping together. In other words, a superposition permits the analyst to solve tedious problems involving multiple-pumping wells with multiple-discharge rates analogous to the simplified method used for single wells with constant-discharge rates.

A step-by-step example, using this method, is included for one of the Owens Valley well fields operated by the City of Los Angeles. The well field is located near Independence, Calif., and contains ten pumping wells, each with a different rate of discharge. The data were obtained from hydrograph measurements of past performance, since it was impractical at the time to alter operation of the well field.

1. The pumping period 1960-62 was chosen for analysis due to the uniformity of discharge and quality of available records.

2. Hydrographs of key wells in the area were examined, and observation well No. 7, due to its excellent response, was chosen for analysis. (See Fig. 2.)

3. Distances from each of the ten pumping wells to observation well No. 7 were measured from well-field maps, and average discharges were computed for each pumping well during the three months prior to shutoff.

4. The early portion of the recovery hydrograph was used for measurement in order to minimize any seasonal-recharge effects. (The recovery portion of the hydrograph was selected for measurement because, theoretically,

A paper presented at the Annual Conference on Jun. 15, 1971, by Dennis E. Williams (Active Member, AWWA), ground-water hydrologist, Los Angeles Dept. of Water and Power, Los Angeles, Calif. [R]

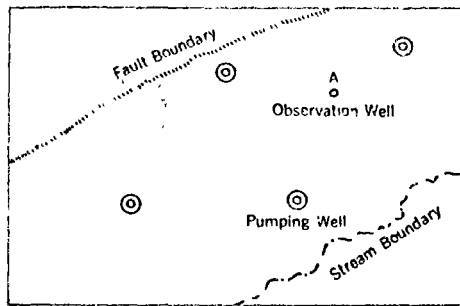


Fig. 1. Multiple-Well Field

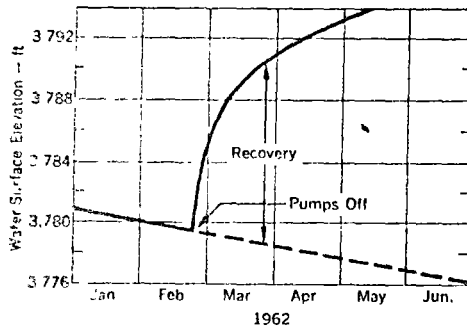


Fig. 2. Recovery Hydrograph for Observation Well 7

this section is associated with a constant discharge.)

5. The data then were arranged into a computer routine (Fig 3), which was used to solve the following equation for the desired parameters of transmissivity T and storativity S :

$$(s/Q)^n = - (2.30/4\pi T) [\log \overline{(r^2/t)}]^n - \log (2.25T/S) \quad (1)$$

where

$$\log \overline{(r^2/t)}^n = \sum_{k=1}^n (\Delta Q_k/Q_n) \log (r^2/t)^k$$

is called the weighted logarithmic mean of r^2/t and can be thought of as an index of the contribution from each well in the field. Also,

$(s/Q)^n$ = specific drawdown at the point i in a field of n pumping wells.

$(r^2/t)^k$ = square of the distance between the k th pumping well and the point i divided by the pumping period of the k th well.

ΔQ_k = increment of discharge of the k th pumping well.

Q^n = total discharge of all n wells in the field.

Theoretically, the solution to Eq (1) requires only two known points as the equation is linear in semilogarithmic

coordinates. However, it is better to obtain at least three or four measurements from the hydrograph and fit the line with a least-squares or other curve-fit technique.

Solutions also can be derived graphically by plotting specific drawdown (s/Q) vs. weighted logarithmic mean (r^2/t) on semilog paper (see Fig. 4). The transmissivity and storativity are then determined from the following relations:

$$T = \frac{2.30/4\pi}{\Delta(s/Q)/\log \text{ cycle}} \quad (1A)$$

$$S = 2.25T/(\overline{r^2/t})_0 \quad (1B)$$

where $(\overline{r^2/t})_0$ is the intercept of the line at $s/Q = 0$.

This method of analysis is very versatile: The principle and procedure of analysis basically are the same for ten different discharge steps in a single pumping well as for ten wells pumping at constant-discharge rates at varying radii from the observation well.

Other Applications

Multiple well-field analysis can also be applied as a general basin-modeling tool. For example, a ground-water basin containing many geohydrologic boundaries, such as streams and faults, can be transformed into an aquifer system containing no boundaries by simply replacing the effect of the geohydrologic boundaries with an appropriate set of recharging or discharging wells. This procedure, called the method of images, uses the principle of superposition to calculate the water-level distribution at any point in the aquifer system from the equation:

$$s(x,y,t) = \frac{1}{4\pi \sqrt{T_x T_y}} \sum_{k=1}^n Q_k \times W \left\{ \frac{S}{4t} \left[\frac{(x-x_k)^2}{T_x} + \frac{(y-y_k)^2}{T_y} \right] \right\} \quad (2)$$

Where x_k, y_k are coordinates of the k th pumping well, $W \{ \}$ is the well function, and $s(x,y,t)$ is the drawdown at any point x,y at any time t due to n pumping wells.²

In the actual modeling technique, values of discharge Q_k from each of the real and imaginary pumping wells are substituted into Eq (2). Directional transmissivities, T_x and T_y , as well as the storativity S are read in and the drawdown $s(x,y,t)$ is calculated over a chosen grid network for any time t .

For example, the well field shown in Fig 1 can be modeled by replacing the effect of the stream (recharge boundary) by an appropriate set of charging image wells. Likewise, an impermeable fault boundary can be replaced by a system of discharging image wells. For semipervious stream beds or leaky faults, a partial-strength image well is used to simulate the boundary effect.

The drawdown distribution, as computed from Eq (2), is then programmed into a contouring subroutine, and drawdown maps are obtained for the basin. Strength and location of the image wells are adjusted until the computer-generated contour map matches the historic water-level contours for the same time period in question. Once the model is able to duplicate historic water levels with a good degree of reliability, different hydrologic stresses, such as pumping and recharge, can be imposed on the system and the resulting potential distribution can be analyzed as to its effect on future operations.

Determination of Pumped-Well Efficiency

In a pumping well, the observed drawdown s_w at any time is composed of two components. One component represents laminar resistance of the formation to flow, whereas the other reflects the head loss associated with well and casing turbulence.

Jacob (1947) suggested that differentiation of these components could be accomplished by assuming that formation head loss varies as the first power of the discharge BQ , and turbulent head loss varies with the square of the discharge CQ^2 . Here, B and C are constants representing aquifer and bore-hole geometry characteristics respectively.

In mathematical form this concept is written:

$$s_w = BQ + CQ^2 \quad (3)$$

To obtain the constants B and C in Eq (3), a step-drawdown test is run. This test entails pumping a well at various rates and measuring drawdown results.

The increment of drawdown Δs produced by the corresponding increment of discharge ΔQ is then measured from the time-drawdown graph (Fig 5). The drawdown measurement Δs is taken at the same time interval

ANALYSIS OF RECOVERY DATA IN THE INDEPENDENCE AREA, FFB., 1962
COMPUTATIONS OF SPECIFIC DRAWDOWN AND WEIGHTED LOGARITHMIC MEAN (RXR/T) FOR WELL 7

| TIME | K | N | DIS CHARGE WELL | R | T | RXR/T | LOG(RXR/T) | Q | (9)X(8) | LOG(RXR/T) | (RXR/T) | S | (S/Q) |
|------|-----|-----|-----------------|------|---------|-------|------------|-------|---------|------------|---------|-------|--------|
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) | (11) | (12) | (13) | (14) |
| H | H | | FT. | SEC | | | | CFS | CFS | | | FT. | FT/CFS |
| 2 28 | 1 | | 39 | 8712 | 691200 | 109.8 | 2.041 | 1.20 | 2.45 | | | | |
| | 2 | | 16 | 6072 | 691200 | 53.3 | 1.727 | 1.24 | 2.14 | | | | |
| | 3 | | 15 | 6336 | 691200 | 58.1 | 1.764 | 1.96 | 3.46 | | | | |
| | 4 | | 77 | 5544 | 691200 | 44.5 | 1.648 | 3.00 | 4.94 | | | | |
| | 5 | | 61 | 5016 | 691200 | 36.4 | 1.561 | 1.96 | 3.66 | | | | |
| | 6 | | 59 | 4330 | 691200 | 27.1 | 1.433 | 1.76 | 2.52 | | | | |
| | 7 | | 65 | 4224 | 691200 | 25.8 | 1.412 | 4.50 | 6.35 | | | | |
| | 8 | | 57 | 4171 | 691200 | 25.2 | 1.401 | 3.96 | 5.55 | | | | |
| | 9 | | 60 | 4699 | 691200 | 31.9 | 1.504 | 3.20 | 4.81 | | | | |
| | 10 | | 63 | 5544 | 691200 | 44.5 | 1.648 | 2.10 | 3.46 | | | | |
| | | 10 | | | | | | 24.88 | 33.74 | 1.557 | 36.06 | 6.60 | .266 |
| 3 10 | 1 | | 39 | 8712 | 1555200 | 48.8 | 1.688 | 1.20 | 2.63 | | | | |
| | 2 | | 16 | 6072 | 1555200 | 23.7 | 1.375 | 1.24 | 1.70 | | | | |
| | 3 | | 15 | 6336 | 1555200 | 25.8 | 1.412 | 1.96 | 2.77 | | | | |
| | 4 | | 77 | 5544 | 1555200 | 19.8 | 1.297 | 3.00 | 3.89 | | | | |
| | 5 | | 61 | 5016 | 1555200 | 16.2 | 1.210 | 1.96 | 2.37 | | | | |
| | 6 | | 59 | 4330 | 1555200 | 12.1 | 1.083 | 1.76 | 1.91 | | | | |
| | 7 | | 65 | 4224 | 1555200 | 11.5 | 1.061 | 4.50 | 4.77 | | | | |
| | 8 | | 57 | 4171 | 1555200 | 11.2 | 1.049 | 3.96 | 4.15 | | | | |
| | 9 | | 60 | 4699 | 1555200 | 14.2 | 1.152 | 3.20 | 3.69 | | | | |
| | 10 | | 63 | 5544 | 1555200 | 19.8 | 1.297 | 2.10 | 2.72 | | | | |
| | | 10 | | | | | | 24.88 | 30.00 | 1.206 | 16.07 | 9.70 | .390 |
| 3 20 | 1 | | 39 | 8712 | 2419200 | 31.4 | 1.497 | 1.20 | 1.80 | | | | |
| | 2 | | 16 | 6072 | 2419200 | 15.2 | 1.182 | 1.24 | 1.47 | | | | |
| | 3 | | 15 | 6336 | 2419200 | 16.6 | 1.220 | 1.96 | 2.39 | | | | |
| | 4 | | 77 | 5544 | 2419200 | 12.7 | 1.104 | 3.00 | 3.31 | | | | |
| | 5 | | 61 | 5016 | 2419200 | 10.4 | 1.017 | 1.96 | 1.99 | | | | |
| | 6 | | 59 | 4330 | 2419200 | 7.8 | .892 | 1.76 | 1.57 | | | | |
| | 7 | | 65 | 4224 | 2419200 | 7.4 | .869 | 4.50 | 3.91 | | | | |
| | 8 | | 57 | 4171 | 2419200 | 7.2 | .857 | 3.96 | 3.39 | | | | |
| | 9 | | 60 | 4699 | 2419200 | 9.1 | .959 | 3.20 | 3.07 | | | | |
| | 10 | | 63 | 5544 | 2419200 | 12.7 | 1.104 | 2.10 | 2.32 | | | | |
| | | 10 | | | | | | 24.88 | 25.22 | 1.014 | 10.33 | 11.50 | .463 |
| 3 30 | 1 | | 39 | 8712 | 3283200 | 23.1 | 1.364 | 1.20 | 1.64 | | | | |
| | 2 | | 16 | 6072 | 3283200 | 11.2 | 1.049 | 1.24 | 1.30 | | | | |
| | 3 | | 15 | 6336 | 3283200 | 12.2 | 1.086 | 1.96 | 2.13 | | | | |
| | 4 | | 77 | 5544 | 3283200 | 9.4 | .973 | 3.00 | 2.92 | | | | |
| | 5 | | 61 | 5016 | 3283200 | 7.7 | .886 | 1.96 | 1.74 | | | | |
| | 6 | | 59 | 4330 | 3283200 | 5.7 | .756 | 1.76 | 1.33 | | | | |
| | 7 | | 65 | 4224 | 3283200 | 5.4 | .732 | 4.50 | 3.29 | | | | |
| | 8 | | 57 | 4171 | 3283200 | 5.3 | .724 | 3.96 | 2.87 | | | | |
| | 9 | | 60 | 4699 | 3283200 | 6.7 | .826 | 3.20 | 2.64 | | | | |
| | 10 | | 63 | 5544 | 3283200 | 9.4 | .973 | 2.10 | 2.04 | | | | |
| | | 10 | | | | | | 24.88 | 21.90 | .880 | 7.59 | 12.90 | .519 |

Fig. 3. Multiple-Well Field Analysis of the Independence, Calif., Area

after the start of each new discharge step. (In Fig. 5, the time interval taken was 100 min.) The resulting data are arranged in Table 1.

The constants *B* and *C* are obtained after dividing both sides of Eq (3) by *Q* and plotting the specific drawdown *s/Q* vs. *Q* on linear paper; the slope of the straight line is equal to *C*, and the *Q* = 0 intercept is equal to *B*.

The final result of the step-drawdown test involves an equation that relates pumping capacity *Q* to drawdown *s* (Fig. 6).

TABLE 1

Drawdown vs. Discharge Increment

| Discharge Steps (m) | <i>O_m</i> cfs | Δs_m ft | <i>s_m</i> ft | <i>s_m/O_m</i> |
|---------------------|--------------------------|-----------------|-------------------------|------------------------------------|
| 1 | 1.52 | 6.9 | 6.9 | 4.5 |
| 2 | 2.25 | 1.6 | 10.5 | 4.7 |
| 3 | 4.20 | 10.3 | 20.8 | 5.0 |
| 4 | 5.72 | 8.3 | 29.1 | 5.1 |

In a new, fully developed well, the specific-capacity diagram is used to design pumping equipment, study relative well losses, and provide a reference with which to gauge future well performance.

Well efficiency, defined as the formation-loss component *BQ* divided by the total drawdown *s_m*, is an important factor in the economic operation of a well. (High turbulent-flow head losses result in lower well efficiencies and, thus, higher operating costs over the life of the well.)

Step-drawdown tests should be conducted on all new wells when placed in service since well efficiency is maximum at this time. During the life of the well, additional step-drawdown tests can be run as a guide for re-development work. (In time, the casing perforations may clog up due to incrustations, causing increased tur-

bulent-flow losses, that result in lower well efficiency.)

Digital Computer Modeling of Ground-Water Basins

The technique of modeling ground-water basins by use of a digital computer is becoming increasingly popular in geohydrologic studies. The ability to estimate time-dependent fluctuations of ground-water levels at various locations in a basin under a wide range of operating conditions is proving necessary in the reliable operation of a ground-water basin. (Whereas the modeling technique is relatively simple; the calculations are extremely tedious, if not physically impossible, without the aid of a digital computer.)

Basin modeling is analogous to the technique used to obtain a hydrologic

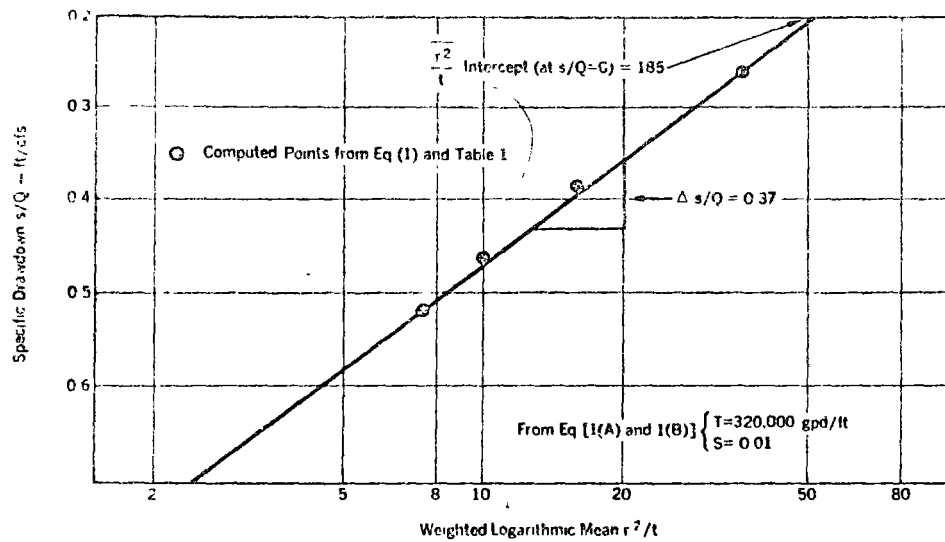


Fig. 4. Specific-Drawdown Plot

based on Darcy's law. The flow into or out of one polygonal side is

$$Q = TJA\Delta h/L$$

where T = average transmissivity of the polygonal side, J = width of the side, L = distance to adjacent node, and Δh = water-level difference between nodes (see Fig. 8).

The vertical-flow factor $Q + AW$ is the algebraic sum of the deep percolation AW and well extraction Q . This term is tempered by the time lag required for percolated water to reach the water table. (The time lag is implicit in the recharge rate factor W .)

Starting from an average water level—assumed to be represented at a "nodal" point in the center of the polygon—the computer solves the inflow, outflow, and storage changes for each polygonal block and computes a new water level at the nodal point in question after a specified time step Δt .

The computer uses these new water-surface elevations to calculate the new inflow, outflow, and storage changes that result in still another water-surface elevation for each node. The iteration process is repeated, progressing at a rate Δt , until the desired time period is attained. Practice has shown that when hydrologic data are entered on a yearly average, no more than ten iterations per year are needed to produce sufficient accuracy. The final results are plotted as hydrographs (water-surface elevation vs time) for each node in the ground-water basin (Fig. 9).

An example of this type of modeling is the Independence ground-water basin in east-central California. General steps taken in developing the mathematical model and verifying its reliability follow:

1. The overall basin boundaries were delineated using techniques of field geology and aerial photography. Results from geohydrologic investigations in Owens Valley were used to estimate transmissivity and storativity. In many places, aquifer tests were unavailable and drillers' logs of wells

balance in an area, but it is done on a much smaller scale. The ground-water basin is divided up into subareas—the number of subareas being directly dependent upon the amount of geologic and hydrologic data available. The shape of the subareas can be rectangular, square, or any other polygonal shape. Irregularly shaped

polygons are sometimes preferred to model ground-water basins, since their sides can be made to coincide with geologic boundaries. (See Fig. 7).

Once the basin is subdivided into polygons, geologic and hydrologic data are assigned to each side and within the polygon. Subsurface inflows and outflows relating to the polygon are

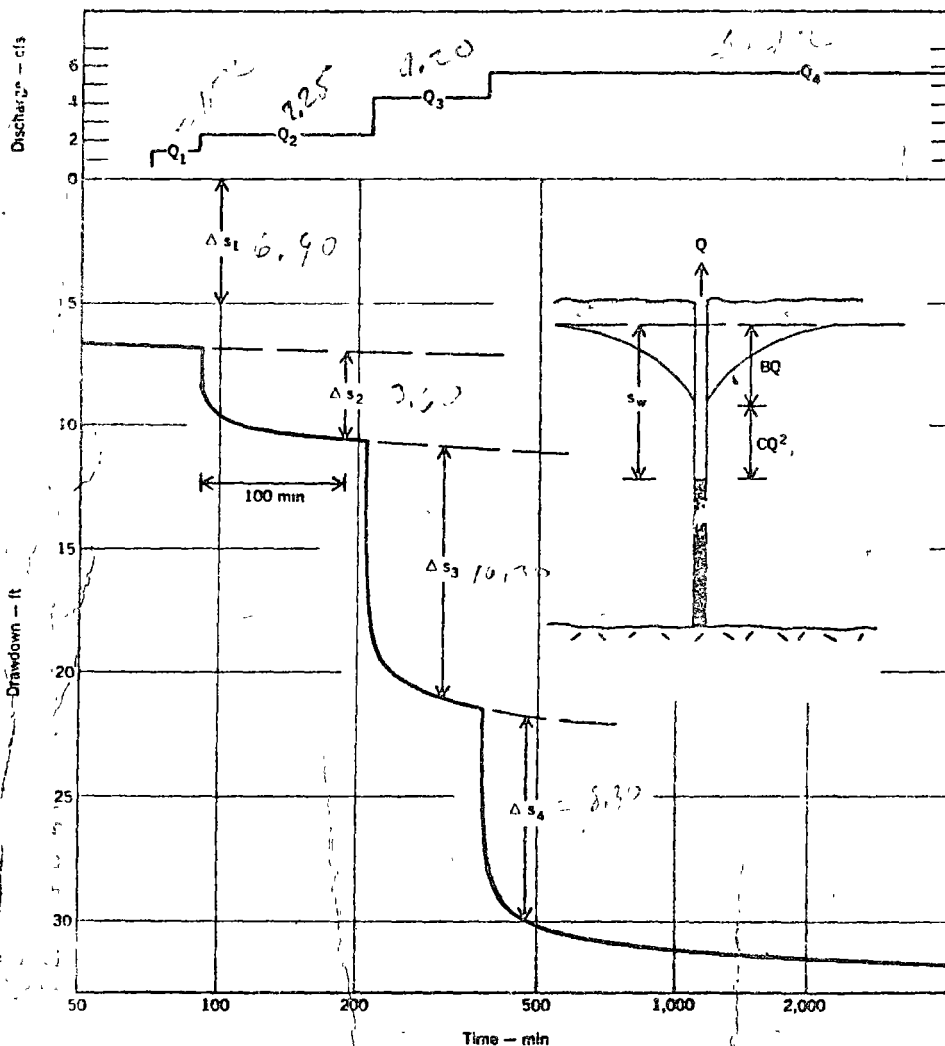
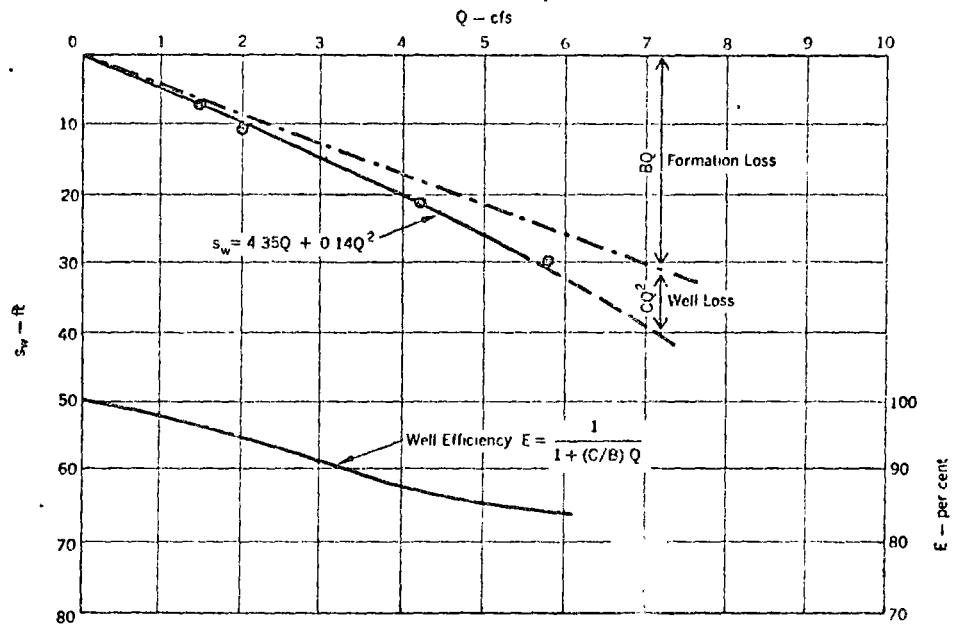


Fig. 5. Time-Drawdown Plot

Fig. 6. Specific-Capacity Diagram



in the area had to be analyzed to delineate aquifer types and obtain estimates of the hydraulic properties. Storativity and transmissivity values assigned to all sides of the nodes reflected the best known geohydrologic data of the area.

2. The determination of the sizes and locations of the 25 polygons (Fig. 7) was based upon variations in replenishment, extraction, transmission, storage, and water-level factors. Geologic conditions and structures governed placement of the polygonal boundaries. On the western periphery, the Sierra Nevada forms a bedrock barrier. A drainage divide in the vicinity of Hogback Creek marks the southern boundary. The northern end is bounded by basaltic lava flows. The eastern boundary is delineated by a major north-south alluvial fault. Internal-boundary conditions were dictated by geomorphology of the alluvial fans as well as localized faulting.

3. Surface hydrologic data were analyzed and the seasonal net deep percolation (infiltration — evapotranspiration) in each polygon was determined for the water years 1958-59 through 1962-63. (This period was chosen for verifying the model since extensive pumping produced widespread fluctuations in ground-water levels.) Well hydrographs were analyzed for the period 1958-59 to 1962-63, and average historic water levels were computed for each node.

4. Once all available hydrologic and geologic information was obtained, the data were programmed into an IBM System/360, Model 65 computer.

5. The testing or verification process consisted of matching historic water-level data, obtained from hydrographs, with the water-level data generated by the computer. Final verification was achieved by adjusting the aquifer parameters and vertical recharge factors within reason, until the machine-generated water-level elevations matched the recorded water-levels at all nodal points.

6. Once verification between the

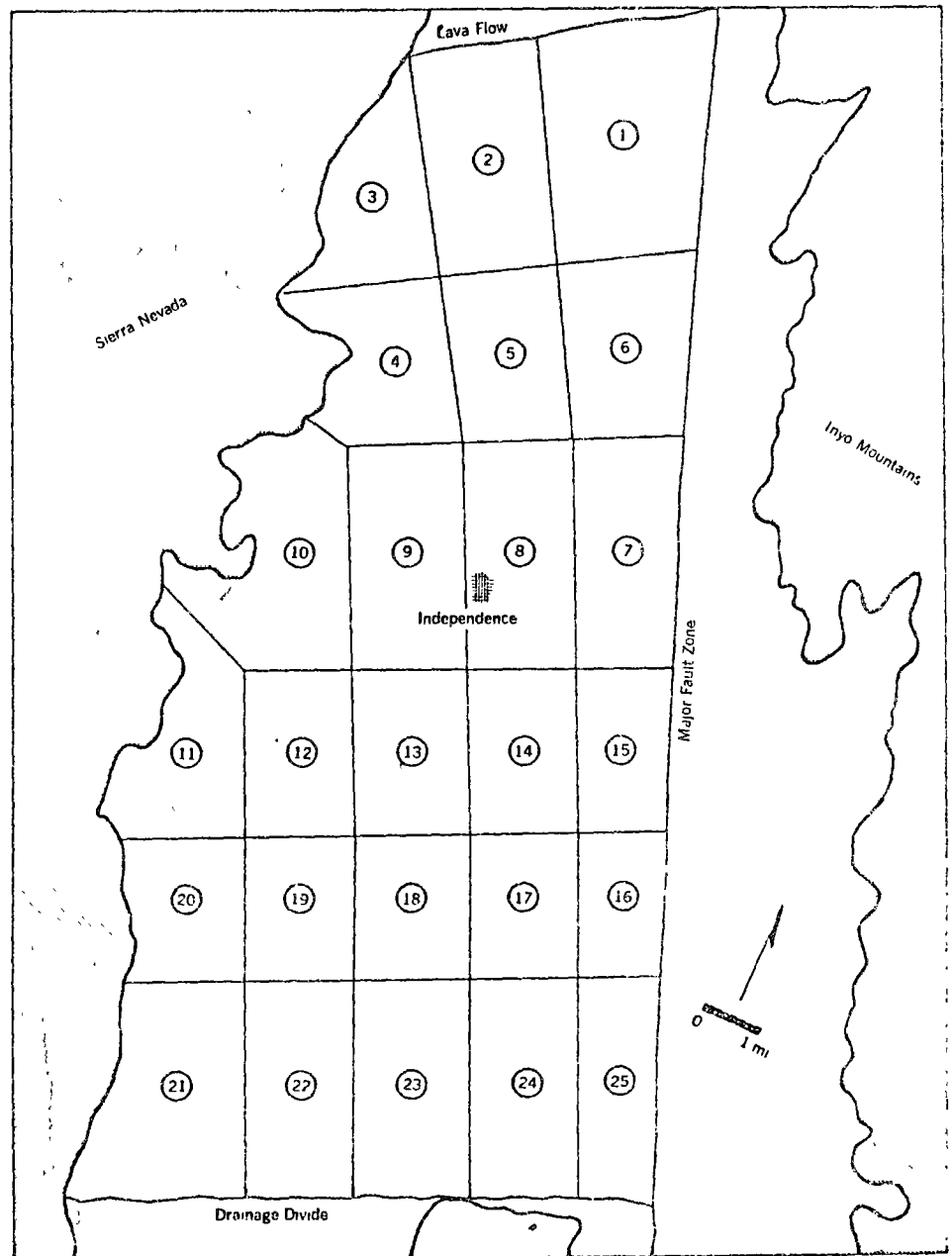


Fig. 7. Nodal Polygons for the Independence, Calif., Ground-Water Basin

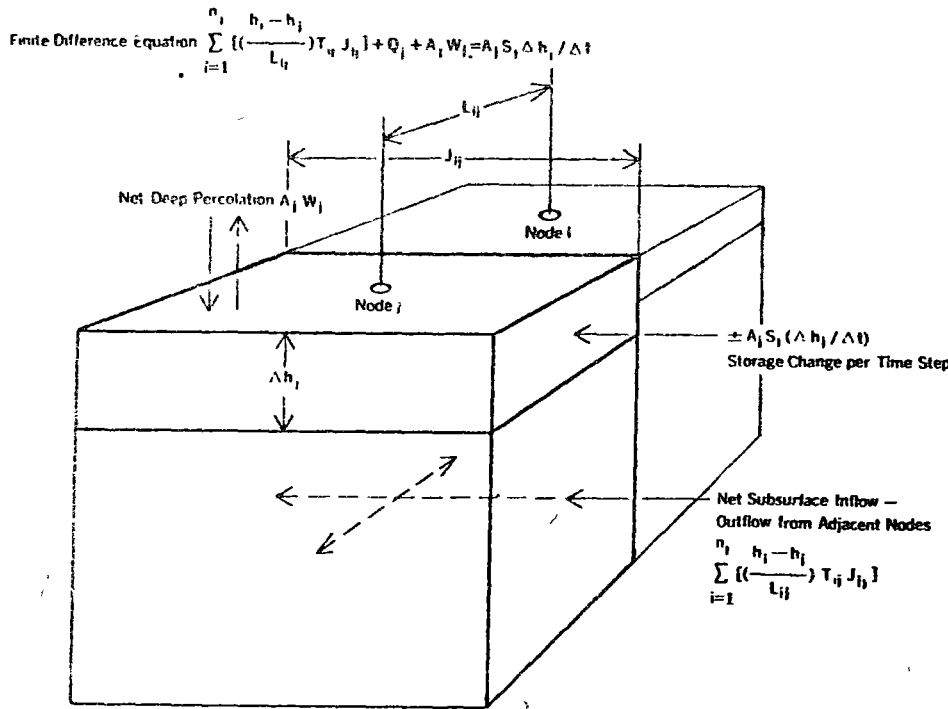


Fig. 8. Flow Diagram of Polygonal Block Used in Ground-Water Modeling

the City of Los Angeles. This quality simulator will be used in conjunction with the quantity-simulation model already used in managing the ground-water basin.

Summary

Evaluation of the transmissive and storage capabilities of ground-water reservoirs can be accomplished through various types of pumping tests. The step-drawdown test provides a convenient guide for well-redevelopment work by estimating the present condition of the well casing. Regional aquifer response due to the interference of well fields can be analyzed using the principle of superposition—a powerful tool. Data from pumping tests provide insight into formation characteristics and control the design of wells and pumps, the spacing between wells, and the amount of water that safely can be withdrawn from, or added to, aquifer storage during any given time period.

Proper ground-water-basin management requires knowledge as to the future behavior of the reservoir under various pumping and recharge regimens. One useful management tool is the digital simulation model. This model mathematically blends the geologic and hydrologic properties of the reservoir together and solves specific recharge-discharge requirements imposed on the area by use of a digital computer. These predictive models are being used to manage ground-water resources by quantity and quality simulation in such a manner as to optimize the water needs, both for export and local use.

model and prototype was achieved, various pumping and recharge regimes were imposed upon the basin, and the resulting water-level distributions were used as a predictive tool in the operation of the basin.

Ground-Water Quality Model

A logical extension to the discussion of ground-water-basin evaluation and management is the introduction of the ground-water-quality model. The quality model basically performs a salt balance for computing average "total dissolved solids" at each node in the basin. The ground-water-quality model depends directly on the quantity model

for its computations. The process is a volumetric averaging technique. By isolating the volume contribution from adjacent nodes—as well as from vertical sources after a discreet time step Δt —and knowing the initial TDS concentrations and the effective mixing depth within the node, the final concentration of the polygonal block is attained by a simple weighting process.

Ground-water-quality models have been developed and tested for the upper Santa Ana River Basin³ and in Fresno County, Calif.⁴ The Los Angeles Dept. of Water and Power presently is applying a ground-water-quality model to the San Fernando basin near

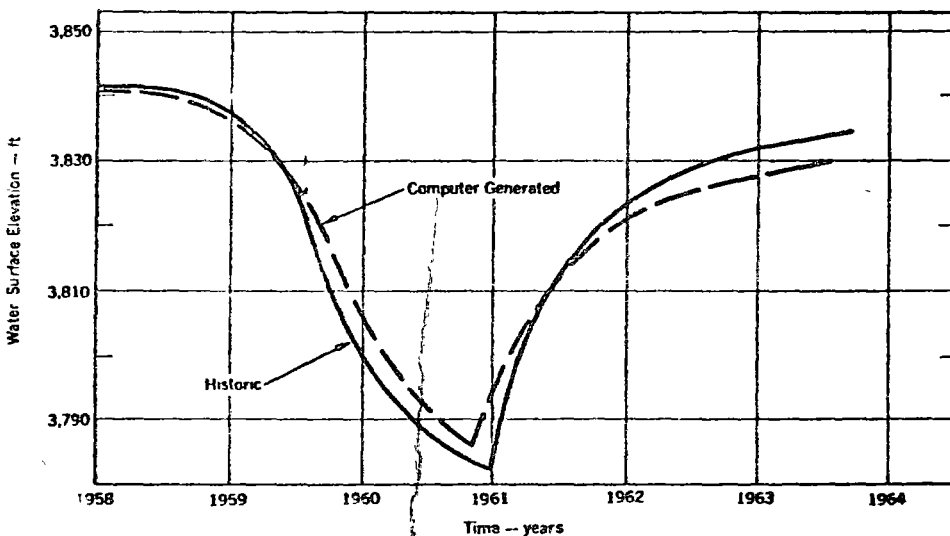
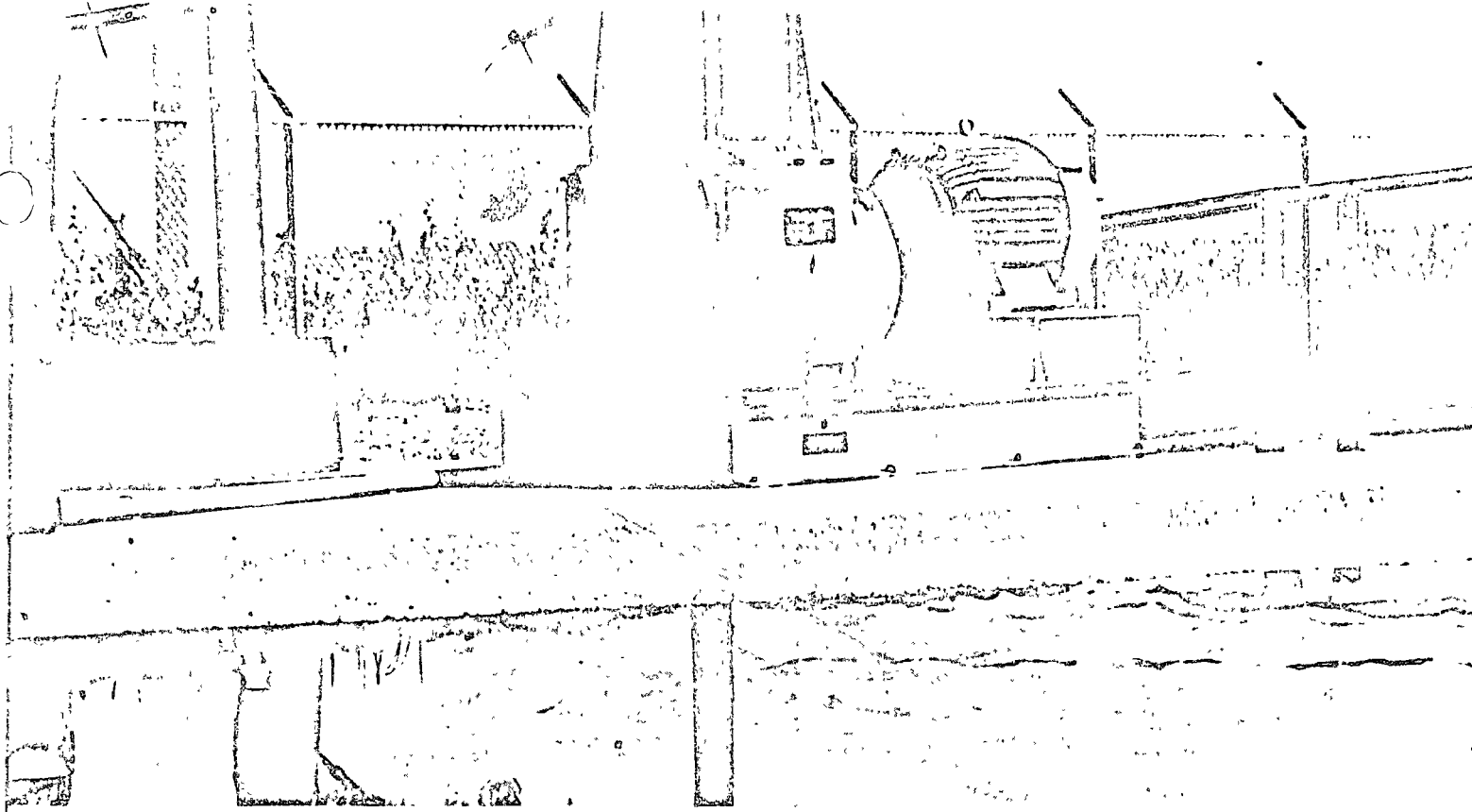


Fig. 9. Typical Hydrograph of Nodal Point Used in Digital Simulation Illustration is of Node 5 Independence Model (verification run).

References

1. COOPER, H. H. & JACOB, C. E. A Generalized Graphical Method for Evaluating Formation Constants and Summarizing Well-Field History. *Trans. AGU*, 27:526 (1946).
2. HANTUSH, M. S. Hydraulics of Wells. In *Advances in Hydroscience* (V. T. Chow, ed.), Academic Press, New York (1964). pp. 281-432.
3. An Investigation of Salt Balance in the Upper Santa Ana River Basin. A Report presented to the State Water Resources Control Board and the Santa Ana River Regional Water Quality Control Board. Water Resource Engineers, Inc. (1969).
4. MADDAUS, W. O. & AARONSON, M. A. A Regional Groundwater Resource Management Model. Symposium on Planning and Design of Groundwater Data Programs, Fall Meeting American Geophysical Union (1970).



VELOCITY-GRADIENT PATHS IN COAGULATION

R. J. TeKippe and R. K. Ham

The vigor of mixing, the time at which such mixing is begun, and the period of its duration play a vital role in the turbidity of the final water product. The authors review their work using lab and pilot-plant testing and arrive at some worthwhile recommendations.

COAGULATION has long been recognized as an important process for the removal of turbidity in surface-water treatment. Early designs of mechanically stirred coagulation basins commonly were based on detention time and peripheral tip velocities of the agitation paddles. However, the inconsistent performance of early units prompted a study by Camp and Stein.¹ Their work established a design criterion based upon the concept of defining and specifying the velocity-gradient input during coagulation.

According to Eq 1, the effective velocity gradient G can be calculated from the measured paddle speed N in rpm, the torque input T in dyne-cm, the volume V in cu cm, and the viscosity μ in g/cm-sec:

$$G = \sqrt{\frac{2\pi NT}{60 V\mu}} \quad (1)$$

The product of G and the detention time t later was found to be a useful design parameter. For the coagulation of turbidity with alum, a Gt of

10^4 - 10^6 and a detention time of 30-60 min were common

Coagulation-basin design using the concept of a tapered velocity-gradient path (high velocity gradient at the influent decreasing to a low value at the outlet) generally was recommended. In mechanically stirred basins consisting of a series of rectangular cells, this velocity-gradient pattern can be achieved by simply placing a different number of blades on the paddles of each cell or by operating them at different velocities. Stator paddles also have been installed in some plants to increase velocity gradients near the head end.

The concept of a tapered velocity-gradient path is rational in theory in that it uses a high velocity gradient near the inlet to increase the particle contact frequency and increase the rate of floc formation. A lower velocity gradient is then used near the outlet to effect some particle contact, yet avoid major breakup of floc particles already formed.

Although the tapered velocity-gradient concept is rational, little work has been done to verify it by experiment. Obviously, for a given detention time and a given Gt value, there are innumerable possible velocity-gradient paths. It is probable that for some coagulation objectives, the tapered velocity-gradient criteria would not necessarily be the optimum. It is the objective of this study to evaluate experimentally the effects of different velocity-gradient paths on the removal of turbidity from a synthetic turbid aqueous suspension coagulated with alum.

Since nearly all coagulation processes are preceded by a rapid-mix unit,

A contribution submitted to the JOURNAL in Feb 1971 by R. J. TeKippe, sr. engr., Montgomery Research Inc (subsidiary of James M. Montgomery, Cons. Engrs., Inc.), Pasadena, Calif., and R. K. Ham, asst. prof. of civ. eng., Univ. of Wisconsin, Madison, Wis. Both men are Active Members, AWWA. [Q]

an evaluation of the effects of various velocity gradients in a coagulation basin also involves the velocity gradients and detention time in the rapid mixer. The rapid-mix process was not examined in great detail; however, this study was extended to evaluate the relative importance of various rapid-mix velocity gradients and detention times.

Definitions

Although some confusion of definitions in coagulation literature exists, the definitions of LaMer and Healy² have led to a generally acceptable terminology. Particle destabilization is accomplished through the colloidal and interfacial chemistry of the coagulant, the water, species present in the water, and the dispersed phase.

Chemical destabilization that leads to a reduction of the potential energy of repulsion between particles is defined as "coagulation." Coagulation includes the reduction of electrostatic charges between particles as well as the decrease in surface potential accomplished by the adsorption of counter ions onto the particle surfaces. The combination of particles by specifically adsorbed polymeric species, which destabilize particles by forming bridges between them, is defined as "flocculation." No distinct boundary between the two destabilization steps can be observed easily in experimental work; however, the coagulation step is known to occur rapidly following the addition of the coagulant, whereas the flocculation step occurs more slowly as the floc particles grow.³

Hahn and Stumm,⁴ elaborating on LaMer and Healy's definition of coagulation, state that the aggregation of particles in a colloidal dispersion proceeds in two distinct reaction steps. Particle transport leads to collisions between suspended colloids; particle destabilization causes permanent bonds to form between them upon collision. The rate of agglomeration, consequently, is the product of the collision frequency resulting from particle transport and the collision efficiency factor (the fraction of collisions resulting in permanent contact) of the destabilization step:

Particle transport of small colloidal particles, primarily motivated by Brownian motion, is called "perikinetic" transport, whereas transport of larger particles primarily is motivated

by velocity gradients and is called "orthokinetic" transport. Many authors commonly refer to the orthokinetic transport phenomenon as the physical coagulation because the velocity gradients in the suspending medium are established by physical agitation.

The equations of Smoluchowski⁵ and the contributions of numerous authors^{1, 4, 6-10} have enabled the coagulation and flocculation phenomena to be expressed in the following mathematical form for the union of two particles *i* and *j*:

Perikinetic

$$\frac{-dN_i}{dt} = \alpha_p 4\pi R_{ij} N_i N_j D_{ij} \quad (2)$$

Orthokinetic

$$\frac{-dN_i}{dt} = \alpha_o \frac{1}{2} (R_{ij})^3 N_i N_j \frac{du}{dz} \quad (3)$$

where

$\frac{-dN_i}{dt}$ = the time rate of reduction in concentration of *i*-particles (numbers/ml sec)

α = dimensionless perikinetic or orthokinetic collision-efficiency factor

R_{ij} = the distance between centers of two particles *i* and *j* in contact

D_{ij} = diffusion constant for the particles in perikinetic transport

$\frac{du}{dz}$ = velocity gradient of the fluid medium in orthokinetic transport

These two equations illustrate the role of each of the defined factors in the overall coagulation process. Perikinetic transport resulting from Brownian motion is represented in Eq (2) by the diffusion constant. Orthokinetic transport is based on velocity gradients in the liquid; hence, its equation contains the velocity-gradient factor. The efficiency of particle destabilization is represented in each case by an α factor that represents the fraction of particle collisions resulting in permanent attachment.

In a practical sense, "coagulation" is sometimes used to describe the formation of tiny agglomerates, often called "unit flocs,"^{11, 13} that develop by perikinetic transport of primary particles. The term flocculation then is used to describe the growth of unit flocs into large visible agglomerates through orthokinetic transport and bond formation. When speaking of the overall process in a nonspecific manner, both flocculation and coagulation have been used interchangeably.

Relative Importance of Transport Mechanisms

The relative significance of perikinetic and orthokinetic transport may be examined by considering the initial aggregation rates for a monodisperse system of spherical particles of radius *R*. The ratio of these rates can be found by dividing Eq (3) by Eq (2):

$$\frac{\frac{dN}{dt} \text{ (Orthokinetic)}}{\frac{dN}{dt} \text{ (Perikinetic)}} = \frac{\alpha_o (du/dz) R_{ij}^3}{3\alpha_p \pi D_{ij}} \quad (4)$$

The diffusion constant is defined for this system by the Stokes-Einstein equation:

$$D_{ij} = \frac{2kT}{3\pi\mu R_{ij}} \quad (5)$$

where

k = Boltzmann's constant (1.38×10^{-16} ergs/deg K)

T = absolute temperature (deg K)

μ = absolute viscosity (g/cm-sec).

If one assumes that all collisions result in adhesion and that no particle breakup occurs, Eq (4, 5) combine to give

$$\frac{\frac{dN}{dt} \text{ (Orthokinetic)}}{\frac{dN}{dt} \text{ (Perikinetic)}} = \frac{\mu}{2kT} \frac{du}{dz} R_{ij}^3 \quad (6)$$

For 1- μ m-radius particles in water at 20C ($\mu = 0.1$ g/cm-sec), the respective aggregation rates are nearly equal for velocity gradients ~ 1 sec⁻¹.

Because of the R^3 term in Eq (6), it is obvious that orthokinetic transport predominates in the aggregation of larger particles. For example, 5- μ m-diameter particles coagulated at a velocity gradient of 50 sec⁻¹ (a typical value in water treatment) will be transported at an orthokinetic rate that is 50,000 times the respective perikinetic transport rate. It is, therefore, evident that orthokinetic transport by velocity gradients is essential to construct large aggregates, such as those aggregates formed in the experiments of this study.

Transport in Rapid Mixing

The inorganic coagulants Al-III and Fe-III are known to form hydrolysis products of high molecular weight very quickly in aqueous solutions of proper pH and coagulant concentra-

tion. In a poorly mixed system, local variations in pH and coagulant concentration will produce a more heterogeneous and less reproducible variety of polymeric species than would be found in a well-mixed system. O'Melia³ indicates that once the polymeric species are formed, they react quickly to cover the reactive sites of the colloid surfaces. As a result, a locally high coagulant concentration would quickly cover too many of a particle's potential sites, whereas a locally low concentration would leave many uncovered primary particles. Thus, it appears that intense mixing of the suspension during coagulant addition is essential to disperse, quickly and evenly, the chemicals added. High-molecular-weight synthetic organic polymers adsorb more slowly and are already formed prior to their addition to solution. For such coagulants, an intense rapid-mix period may be less important than for the inorganic coagulants.

In practice, rapid mixing is achieved through several types of mixers.¹⁴ Mechanical agitation by a propeller is probably the most common. Electric-powered blenders recently have been considered by several authors^{15,16}

In studies using ferric sulfate without clay particles, Camp¹⁵ using a microscopic counting technique, has shown that the floc-volume concentration is highly dependent upon the velocity gradient during rapid mixing. After 5-min mixing at constant velocity gradients, the floc-volume concentration for $G = 80 \text{ sec}^{-1}$ was about 350 mg/l but only 70 mg/l for $G = 1,000 \text{ sec}^{-1}$. The percentages of water contained in the floc particles formed under those velocity gradients were 96.5 and 89.2 per cent respectively. Lagvankar and Gemmell¹⁷ used the same coagulant and found that the size-density relationship of floc particles formed was independent virtually of the rapid-mix intensity for G values of 60 sec^{-1} and lower. However, the latter study indicated that the maximum floc size decreased considerably with increasing intensity of mixing. In summary, high-intensity ($G \geq 80 \text{ sec}^{-1}$) rapid mixing of Fe-III floc results in rapid formation of relatively small but dense floc

Transport and Floc Growth

To form settleable floc in a flocculation basin, designers attempt to create

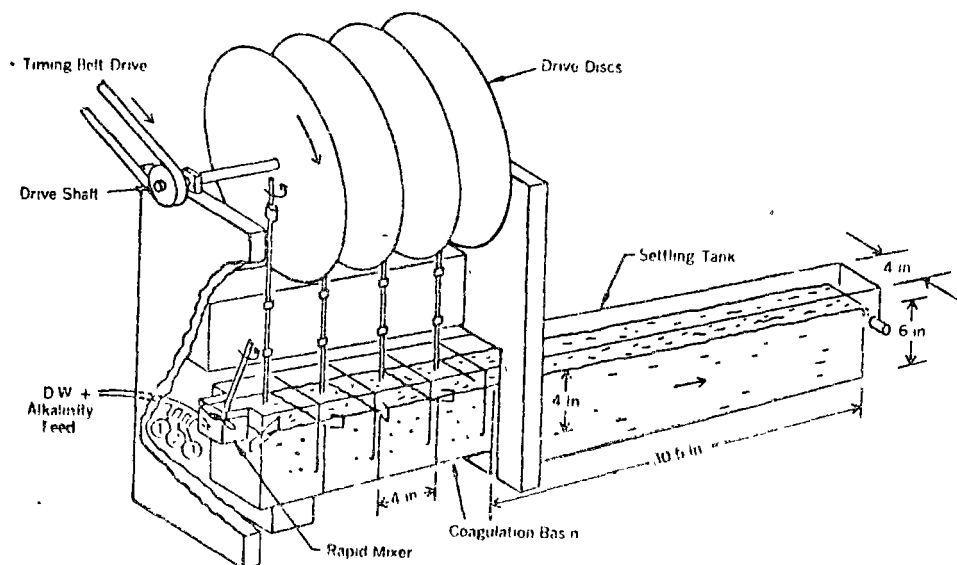


Fig. 1. Pilot Plant during Sedimentation Experiments

1— SiO_2 feed line. 2—Acid or base feed line. 3—Alum feed line.

velocity gradients of proper magnitude to form floc quickly and yet prevent excessive breakup of floc previously formed. To achieve this result, Camp¹⁸ has suggested the tapered velocity-gradient path previously discussed.

Considerable flexibility often is built into many flocculator designs to allow for optimization of the flow pattern. A popular means of achieving this flexibility is to use variable-speed motors or speed-varying transmissions to permit changes in the agitation intensity. This control permits operators to improve the process and to compensate for changes in raw-water quality.

Flocculation-basin design is also a function of the type of coagulant. O'Melia³ states that there are two major differences between floc formed from hydrolyzed species of metal ions and synthetic organic polymers. Synthetic polymers usually form stronger floc, which can undergo higher velocity gradients than the inorganic coagulants. If the polymer floc particles are broken up by high velocity gradients, however, their rate of reformation is generally slower than that of the inorganic coagulants, because the extended segments of broken polymer bridges have a tendency to fold back and cover several reaction sites on the same particle rather than remain extended for floc reformation. As a result, higher velocity gradients in the flocculator may be possible with synthetic polymers; nevertheless, stir-

ring for an excessive time period must be avoided.

Experiment

A synthetic turbid suspension was prepared, as reported previously by the authors,^{19,20} by diluting with distilled water a stock suspension of Min-U-Sil 5 to 100 mg/l. The alkalinity of the suspension was adjusted to 50 mg/l (as CaCO_3) with NaHCO_3 .

Since the objectives of this work were to evaluate the physical aspects of coagulation, the chemical parameters were held constant at the values found to be optimum for coagulation and settling of the suspension in an earlier study.²¹ Hence, the pH of coagulation was maintained at 7.0, and 10 mg/l of filter alum were used as the coagulant dosage.

The experimental work was divided into two complementary phases: a conventional batch-process jar-test study and a continuous, bench-scale pilot plant (Fig 1). For the batch study, velocity-gradient paths were formed by changing the paddle-mixer speed at specified time intervals. In the flow-through-series arrangement of coagulation-basin cells of the pilot plant, the velocity-gradient paths were formed by changing the paddle speeds in each individual cell by raising or lowering the small paddle drive wheel riding on the large drive discs.

Three parameters were used to evaluate the results of the jar tests. During each coagulation period, the ap-

TABLE 1
Effects of Velocity-Gradient Path Variations (Runs A-1-A-5)

| Velocity-Gradient Path, G (sec^{-1}) vs. t (min) | Run No. | Visible-Floc Formation Time sec | Settled Turbidity SJU | |
|--|---------------------|--|----------------------------|----------------------|
| | | | 5 min | 30 min |
| | A-1 A-1a Mean | 255 270 262 | 1.75 4.20 2.98 | 0.74 1.40 1.02 |
| | A-2 A-2a Mean | 210 210 210 | 1.25 1.25 1.25 | 0.61 0.54 0.58 |
| | A-3 A-3a Mean | 360 300 330 | 3.80 1.65 2.72 | 1.70 1.20 1.45 |
| | A-4 A-4a Mean | 250 250 250 | 1.40 0.80 1.10 | 0.57 0.38 0.48 |
| | A-5 A-5a Mean | 300 300 300 | 2.35 1.30 1.82 | 0.53 0.68 0.60 |

proximate time of visible floc formation was estimated.* After the coagulation period, a 30-min settling period was used to clarify the coagulated suspension. Velocity-gradient paths producing the most settleable (instead of the most filterable) coagulated suspensions were desired.

Turbidity measurements of the settled suspensions were taken 5 and 30 min after the beginning of sedimentation. In the pilot-plant experiments, the turbidity of the effluent leaving the settling tank was used to evaluate the process.

Experimental Design

The graph of velocity gradient vs. time during coagulation has been defined as the velocity-gradient path. The ability to change the velocity gradient by changing the mixing speed at any time during a coagulation period enables the generation of innumerable different velocity paths. The

* Particles in suspension at G values $\geq 50 \text{ sec}^{-1}$ or larger moved quite rapidly and the exact time at which the tiny floc particles appeared could not be measured accurately.

problem of finding an optimum velocity gradient by testing at random obviously could be very time consuming.

Several guidelines for data collection were followed to set up a strategy that would limit the number of experiments:

The first guideline was that the value of the Gt product should be kept constant. This constancy provided a common denominator for comparison of results and also made it possible to show that different results could be obtained at a constant value of this design parameter. The constant Gt value was selected arbitrarily as the same one used in an earlier study²⁰ in which $G = 200 \text{ sec}^{-1}$ for 1 min of rapid mixing and $G = 50 \text{ sec}^{-1}$ for 20 min of coagulation. The total Gt value for these 21 min of mixing was 72,000.

The second guideline involved an assumption regarding possible floc breakup during transport to a settling tank. The possible high velocity gradients encountered in such transport were assumed to be a final 1-min mixing period of $G = 50 \text{ sec}^{-1}$ immediately

preceding the settling test. The residence time in such water-treatment plant conduits seldom exceeds 1 min, and $G = 50 \text{ sec}^{-1}$ was observed to keep particles in suspension. Higher velocity gradients were avoided to prevent particle breakup.

In correspondence with the practice of considering coagulation basins as being divided into an even number of cells, it was decided to divide the velocity path into an even number of constant velocity-gradient periods. For simplicity, four such periods were selected. A 20-min total detention time consisted of a 5-min detention time in each quadrant.

Batch Coagulation Results

The first experiment was to be used as a basis for future comparisons. The final minute of coagulation was kept constant at $G = 50 \text{ sec}^{-1}$; the remainder of the Gt value was 69,000. This value was evenly distributed over the remaining 20-min coagulation period, giving a mean velocity gradient of 57.5 sec^{-1} . The resulting velocity gradient path for the first experiment (No. A-1) is given in Table 1.

Test Series 1

A set of experiments then was planned in which a 5-min period of $G = 80 \text{ sec}^{-1}$ was used in a different quadrant for each run. The velocity gradients in the remaining three quadrants were set at 50 sec^{-1} to keep the total Gt value constant at 72,000. The velocity-gradient paths and the results of these experiments are shown (Runs A-2-A-5) in Table 1. (Duplicate runs are labeled A-1a, A-2a, A-3a, A-4a, A-5a.)

A comparison of the 5-min turbidity values for these four runs reveals that the differences between the mean values are all less than the differences between the duplicate values of run No. A-3. It is concluded, therefore, that there appear to be no significant differences in the 5-min turbidity values of these four paths. This observation was quantitatively tested by the statistical "k-variable analysis" technique²² by which it was shown that, in fact, the differences between the 5-min mean turbidity values were not significant.

The 30-min turbidity data are of more interest for the experimental error is considerably lower. Since con-

siderable floc formation already had occurred from prior mixing at the start of the $G = 80 \text{ sec}^{-1}$ mixing period in each of runs No. A-3, A-4, and A-5, it is unlikely that this high-mixing period caused the breakup of floc particles. Otherwise, the turbidities of the latter two runs would have been relatively high. Since run No. A-5 was not significantly different from the others, it is evident that the velocity gradient of 80 sec^{-1} did not cause measurable floc breakup.

The floc formation time of run No. A-3 was relatively high. Apparently the 170-SJU turbidity value of run No. A-3 resulted from inadequate chemical destabilization of the particles during floc formation and was not due to its different velocity-gradient path. There was a noted change in the times required for the formation of visible floc. Times were considerably shorter for the experiments with high velocity gradients in the early portion of the run. As indicated by the Smoluchowski equation [see Eq (2), (3)], higher velocity gradients lead to higher collision frequencies that should result in a fast rate of floc growth in the early stages of coagulation.

Test Series 2

The series of experiments, A-6-A-9 (Table 2), involved the use of larger velocity gradients in one quadrant at a time. For these experiments, the high velocity gradient was increased to 140 sec^{-1} and the remaining quadrants accordingly were decreased to 30 sec^{-1} to maintain the Gt value at 72,000. The 5-min turbidity values of experiment No. A-6-A-8 were not significantly different from one another or from the majority of values for runs A-1-A-5. However, the k -variable analysis technique showed that the high velocity-gradient locations for runs A-8 and A-9 produced significantly higher 30-min turbidity values than runs A-6 and A-7; for A-9, 5-min values were higher than all others, as well. Thus, it is apparent that the velocity gradient of 140 sec^{-1} caused floc breakup to occur, and that a 5-min coagulation period at $G = 30 \text{ sec}^{-1}$, following the period of higher shear, did not rebuild the broken floc particles to form a suspension of equivalent settleability.

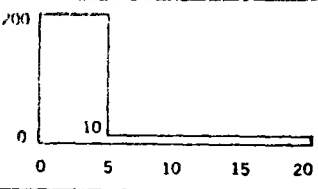
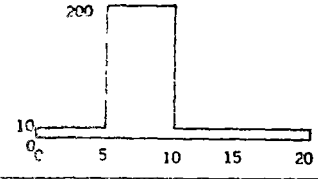
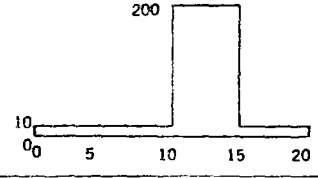
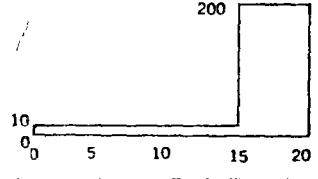
TABLE 2
Effects of Velocity-Gradient Path Variations (Runs A-6-A-9)

| Velocity-Gradient Path, $G \text{ (sec}^{-1}) \text{ vs. } t \text{ (min)}$ | Run No. | Visible-Floc Formation Time sec | Settled Turbidity S J U | |
|--|---------------------|--|----------------------------|----------------------|
| | | | 5 min | 30 min |
| | A-6 A-6a Mean | 120 120 120 | 1.50 1.06 1.28 | 0.40 0.25 0.32 |
| | A-7 A-7a Mean | 340 340 340 | 1.85 1.45 1.65 | 0.43 0.35 0.40 |
| | A-8 A-8a Mean | 340 340 340 | 1.80 1.90 1.85 | 0.65 0.70 0.68 |
| | A-9 A-9a Mean | 320 320 320 | 1.50 3.80 4.15 | 0.83 0.97 0.90 |

TABLE 3
Effects of Velocity-Gradient Path Variations (Runs A-10-A-13)

| Velocity-Gradient Path, $G \text{ (sec}^{-1}) \text{ vs. } t \text{ (min)}$ | Run No. | Visible-Floc Formation Time sec | Settled Turbidity S J U | |
|--|-----------------------|--|----------------------------|----------------------|
| | | | 5 min | 30 min |
| | A-10 A-10a Mean | 120 120 120 | 2.70 3.20 2.95 | 1.20 1.20 1.20 |
| | A-11 A-11a Mean | 360 360 360 | 1.50 1.30 1.40 | 1.00 0.82 0.91 |
| | A-12 A-12a Mean | 495 495 495 | 3.30 5.50 4.40 | 0.78 1.20 0.99 |
| | A-13 A-13a Mean | 495 500 498 | 6.30 8.00 7.15 | 1.25 1.30 1.27 |

TABLE 4
Effects of Velocity-Gradient Path Variations (Runs 4A-14--4A-17)

| Velocity-Gradient Path, G (sec^{-1}) vs. t (min) | Run No. | Visible-Floc Formation Time sec | Settled Turbidity SJU | |
|--|-----------------------|--|----------------------------|----------------------|
| | | | 5 min | 30 min |
|  | A-14 A-14a Mean | 120 115 118 | 1.25 2.20 2.72 | 1.75 1.35 1.55 |
|  | A-15 A-15a Mean | 400 400 400 | 2.70 2.10 2.40 | 1.40 1.15 1.28 |
|  | A-16 A-16a Mean | 540 540 540 | 7.50 4.50 6.00 | 2.70 1.65 2.18 |
|  | A-17 A-17a Mean | 540 540 540 | 8.10 11.00 9.55 | 1.75 2.70 2.22 |

Test Series 3

To continue the technique of velocity-gradient path analysis, experiments A-10-A-13 were designed with a velocity gradient of $G = 200 \text{ sec}^{-1}$ in one quadrant whereas the remaining three were held at $G = 10 \text{ sec}^{-1}$. The 5-min turbidity data of Table 3 indicate that the turbidity increased in relation to inception of the high-shear period. Turbidity apparently increased as the high-shear period was moved closer to the end of the coagulation period. The 30-min turbidity data, however, show no such dependency.

A comparison of the floc formation times and the visual observations of floc growth during each run is useful to explain the differences between the 5-min and 30-min turbidity data. In essence, the time of floc formation was more affected by the 5-min period of high velocity gradient. When the velocity gradient following the $G = 200 \text{ sec}^{-1}$ period was decreased to either 10 or 50 sec^{-1} , very large agglomerates formed that could rapidly settle out; however, a considerable number of very fine particles remained in suspension. In those runs where low-shear mixing ($G = 10 \text{ sec}^{-1}$) followed the pe-

riod of high shear, the low mixing rate portions essentially behaved as a slowly agitated settling period in which very large agglomerates were formed and grew with time.

The 1-min period of $G = 50 \text{ sec}^{-1}$ at the end of the coagulation period succeeded in breaking up only part of the large agglomerates formed. As a result, the experiments with the longest $G = 10 \text{ sec}^{-1}$ period following the $G = 200 \text{ sec}^{-1}$ period had larger particles in suspension at the start of sedimentation than did the others. The larger agglomerates settled faster and were removed more completely after 5 min of settling; however, after 30 min of settling, essentially all of the large agglomerates were removed in each experiment and only the tiny particles, which had not become part of the large agglomerates, remained. The concentration of these tiny particles was about the same for each experiment, and they apparently constituted the major portion of the 30-min turbidity.

To evaluate the effects of the final 1-min period of $G = 50 \text{ sec}^{-1}$, it was omitted in experiments A-14-A-17. Results were then compared with the results of experiments A-10-A-13.

The 5-min turbidity data of Table 4 show no significant differences that can be attributed to the final 1-min mixing period. The 30-min turbidity values, however, apparently are higher without the final 1-min mixing period. This condition suggests that the large agglomerates formed immediately following the period of $G = 200 \text{ sec}^{-1}$ did not experience serious floc breakup. (Their 5-min turbidity values remained essentially the same.) The 1-min period of $G = 50 \text{ sec}^{-1}$, however, did circulate the large agglomerates sufficiently to make more contacts with the tiny particles left in the suspension. As a result, fewer of the tiny particles remained in suspension following 30 min of settling.

The data just reported can be summarized as follows:

The best results generally were obtained from the experiments with the highest velocity gradients in the first quadrant. As suggested in the literature,^{14, 18} such paths lead to the rapid formation of visible floc, as predicted by the Smoluchowski equations, and to rapid dispersion of added chemicals. These observations give support to the necessity of some form of high-rate mixing prior to the flocculation portion of the coagulation process.

The rapid-mix period should be followed by a period of moderate mixing. For experiments in which the period of rapid mixing at $G = 200 \text{ sec}^{-1}$ was followed by a slow-mix period of $G = 10 \text{ sec}^{-1}$, very large agglomerates were formed that quickly settled; however, many tiny particles remained in suspension. Coagulation with the higher velocity gradients following the rapid-mix period formed suspensions that contained smaller agglomerates but left very few tiny particles in suspension after 30 min of sedimentation.

Coagulated suspensions subjected to a 5-min period of high velocity gradients (e.g., $G \geq 140 \text{ sec}^{-1}$) will experience particle breakup. Agglomerates did reform (following periods of moderate velocity gradients) from the fragments, but the reformed agglomerates did not settle as well as before breakup.

The Gt parameter, alone, obviously is inadequate for the selection of an optimum coagulation-basin design. The above data suggest that a more useful concept is to rapid-mix until visible floc formation has occurred and then

to decrease the velocity gradient to permit floc growth

Earlier chemical destabilization studies²⁰ revealed that such variables as pH, alum concentration, and velocity gradient affect the time required to form visible floc in the rapid-mix process. The results presented here indicate that the rapid-mix process is a very important portion of the total velocity-gradient path. If, for example, the rapid-mix period is too short, the floc formation will be slow, necessitating a longer detention time in the coagulation basin. Since the velocity gradients in the coagulation basin are generally much lower than those of a rapid mixer, the required additional detention time in the coagulation basin may be considerable to achieve equal treatment results. For this reason, it may be concluded that mixing devices with very short detention times, such as centrifugal jumps and hydraulic pumps, should be recommended only after they have been shown to promote initial floc formation and not merely distribute the coagulant.

Pilot Plant Results

The results of the previous section have indicated that once visible floc formation has occurred in an initial rapid-mix period, a period of very low velocity gradients following the rapid-mix process will lead to the formation of very large agglomerates; it will also leave many tiny particles in suspension. Alternatively, moderately high velocity gradients following the rapid-mix period will form a more uniform suspension of agglomerates. It, therefore, seemed possible that, if the large agglomerates formed in the first case were stirred at gradually increasing velocity gradients, the large agglomerates could contact and remove the small particles remaining in suspension.

To study this possibility, rapid-mixed suspensions (5 min at $G = 140 \text{ sec}^{-1}$) were coagulated by a "step-up" velocity gradient path started at 10 sec^{-1} and increased at 5-min intervals to $G = 50 \text{ sec}^{-1}$ (Table 5). The total Gt product was 69,000—comparable to the experiments of Table 4. The results were then compared to the more conventional tapered velocity-gradient path represented by a "step-down" design.

It was not possible to distribute the remainder of the Gt product over the final 15 min of coagulation by the

step-up and step-down designs and retain the final 5-min period be at $G = 50 \text{ sec}^{-1}$ in each case. As a result, either the final 15 min of the step-down design had to be shortened, or the criterion to keep the total Gt product the same in both designs had to be abandoned. It was felt that keeping the total detention time constant in each case was more important for representative comparisons than keeping the overall Gt value constant. As a result, the Gt of the step-up path was approximately two thirds that of the step-down path.

Experiments B-1--B-3 of Table 5 give the data from the step-up and step-down path studies made with the jar-test apparatus. The results were again analyzed by settled turbidity. The turbidity data indicate that the step-up design removed more turbidity after 5 min of settling than the tapered design; however, the opposite was true after 30 min of settling.

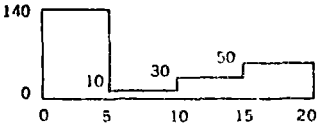
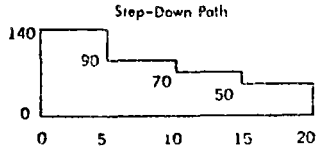
Four experimental runs were conducted on the pilot plant. The same velocity-gradient-paths that were used in the jar-test experiments were used in the coagulation chamber. Dye-dis-

person studies of the hydraulic characteristics of the settling tank indicated that it had an effective detention time of about 30 min. It is, therefore, more meaningful to correlate the results from the pilot plant to the 30-min settled-turbidity data obtained from the jar test.

The pilot-plant results are given in Table 5 and show that the settled-turbidity values of the step-down design are significantly lower than those of the step-up design. These results and the jar test data for 30 min of settling indicate that the settled-turbidity values of the step-down path are approximately one third of the settled-turbidity values of the step-up path.

When experiments B-1 and A-14 (Table 4) are compared, it is evident that the higher velocity gradients in the final 5 min quadrants of the coagulation chamber lead to lower 5- and 30-min settled-turbidity values. The higher final velocity gradients, therefore, apparently did generate more contacts between the large agglomerates and the small particles remaining in suspension. However, the removal of small particles by the added con-

TABLE 5
Results from an Ascending and a Descending Velocity-Gradient Path

| Jar-Test Results | | | | |
|---|-------------------------------------|--|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Velocity-Gradient Path, G (sec^{-1}) vs t (min) | Run No. | Visible-Floc Formation Time sec | Settled Turbidity SJU | |
| | | | 5 min | 30 min |
|  <p>Step-Up Path</p> | B-1 B-1a B-1b B-1c Mean | 120 120 115 120 126 | 1.04 1.07 1.70 1.65 1.36 | 0.18 0.42 0.41 0.37 0.13 |
|  <p>Step-Down Path</p> | B-2 B-2a Mean | 120 120 120 | 2.20 1.90 2.05 | 0.15 0.17 0.16 |
| Pilot-Plant Results | | | | |
| Run No. | Velocity-Gradient Path | Equilibrium Effluent Turbidity SJU | | |
| B-3 B-3a Mean | Step-up path (same as above) | 2.05 2.25 2.15 | | |
| B-4 B-4a Mean | Step-down path (same as above) | 0.54 0.59 0.56 | | |

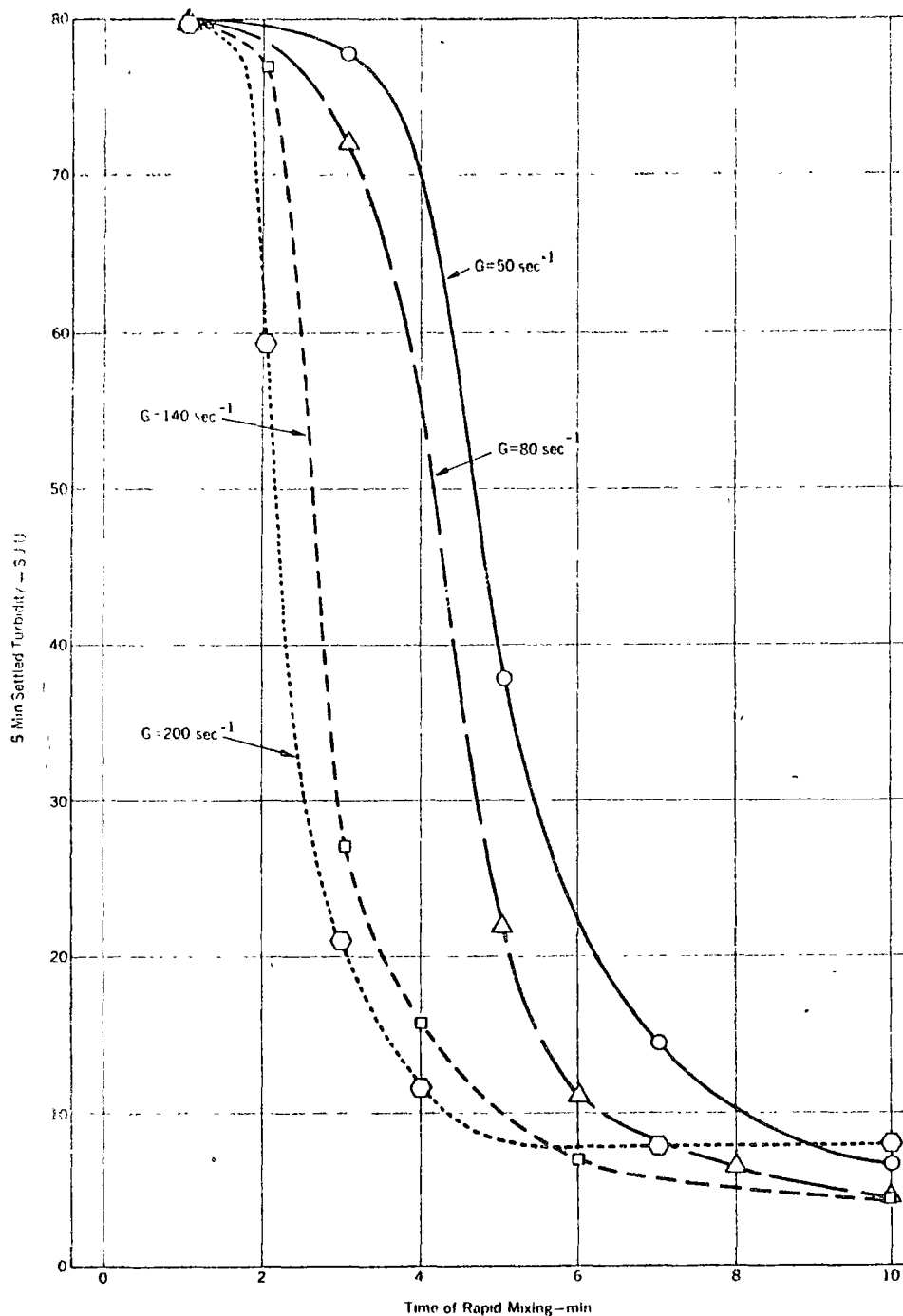


Fig. 2. Effect of Time of Rapid Mix on Particle-Size Equilibrium

tacts was too low to decrease the 30-min settled-turbidity values below those of the step-down design.

For water-treatment plants that have settling tanks with detention times of 30 min or longer (and these plants are in the majority), the step-down (or tapered) velocity gradient path is the best choice for settled-turbidity values. For treatment plants with very short settling-tank detention times, possibly due to gross overloading, the step-up design may improve turbidity removal.

In summary, the data presented in Tables 1-5 indicate that a suspension, which has been rapid-mixed with the coagulant until visible floc particles have formed and then has been flocculated at average velocity gradients (e.g., $G = 50 \text{ sec}^{-1}$), will form a relatively uniform floc that leaves a clear supernatant upon settling. Alternatively, a suspension that has been similarly rapid-mixed and subjected to a period of very low velocity gradient will form a nonuniform floc containing large particles that settle rapidly

as well as some small particles that remain suspended in the supernatant. Typically, 95-98 per cent of the initial turbidity might be removed in 5 min of settling by this latter velocity-gradient pattern. Hence, a novel treatment process that provides adequate rapid mixing—a few minutes of very low-energy flocculation, settling (such as in a sludge thickener) to remove the bulk of the floc particles, and filtration to remove the remaining small floc particles—appears feasible. Further study of this concept on a larger scale and for other suspensions and coagulants is suggested.

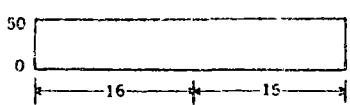
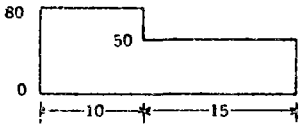
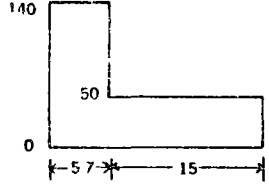
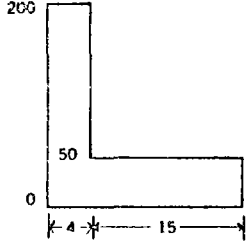
Rapid-Mix Variations

The results presented previously indicate that the rapid-mix portion of the velocity-gradient path has a pronounced effect on coagulation. Camp¹⁵ has studied the effect of rapid-mix velocity gradients on floc-volume concentration and has found that, for sufficient detention times, higher velocity gradients will produce lower floc-volume concentrations. He did not, however, discuss the effects of rapid mixing on turbidity removals, as considered in this study. Therefore, a decision was made to use different rapid-mix velocity gradients to establish particle-size equilibrium in each of four suspensions*. The mixed suspensions were then coagulated at the same constant velocity gradient and settled to evaluate turbidity removals. Because it was not physically possible to obtain higher values with the available jar-test device, the rapid-mix velocity gradients of $G = 50, 80, 140,$ and 200 sec^{-1} were selected for comparison.

The detention time necessary to reach particle-size equilibrium for each rapid-mix velocity gradient was determined from the data presented in Fig. 2. The turbidity values on the ordinate were determined from suspensions that were rapid-mixed for the indicated time and then allowed to settle for 5 min. From this illustration, it is evident that rapid mixing at $G = 50, 80, 140,$ and 200 sec^{-1} produces

*The term "particle-size equilibrium" refers to a condition of settleability obtained by rapid mixing to a point where additional rapid mixing will not result in improved turbidity reduction upon settling. In Fig. 2, for example, the suspension rapid-mixed at $G = 200 \text{ sec}^{-1}$ for 5 min, is assumed to have reached particle-size equilibrium. Particle-size histograms and expressions of particle size other than settleability were not measured.

TABLE 6
Results from Evaluation of Different Rapid-Mix Designs
with Same Gt Value

| Velocity-Gradient Path, G (sec^{-1}) vs. t (min) | Run No. | Visible-Floc Formation Time sec | Settled Turbidity SJU | |
|--|---------|--|----------------------------|--------|
| | | | 5 min | 30 min |
|  | C-1 | 210 | 1.30 | 0.42 |
| | C-1a | 220 | 1.05 | 0.71 |
| | Mean | 215 | 1.18 | 0.56 |
|  | C-2 | 175 | 1.05 | 0.44 |
| | C-2a | 175 | 1.25 | 0.55 |
| | Mean | 175 | 1.15 | 0.50 |
|  | C-3 | 140 | 1.20 | 0.42 |
| | C-3a | 140 | 0.95 | 0.55 |
| | Mean | 140 | 1.08 | 0.48 |
|  | C-4 | 120 | 1.55 | 0.60 |
| | C-4a | 120 | 1.15 | 0.43 |
| | C-4b | 120 | 2.15 | 0.72 |
| | C-4c | 120 | 1.55 | 0.58 |
| | Mean | 120 | 1.60 | 0.58 |

particles that change size slowly after about 10, 8, 6, and 5 min of mixing, respectively.

Ten experiments, for which the velocity-gradient paths and data are given in Table 6, were conducted to evaluate the effects of rapid mixing on subsequently coagulated suspensions. The Gt value of 48,000 was used in the rapid-mix portion of each velocity-gradient path and the final 15 min of coagulation were kept constant at $G = 50 \text{ sec}^{-1}$.

The 5-min and 30-min settled-turbidity values do not appear to be affected by the different rapid-mix intensities (with the possible exception of the 5-min values for the experiments containing the 200 sec^{-1} rapid-mix period). The k -variable-analysis technique was used to evaluate the significance of the differences among the mean values of all the 5- and 30-min turbidity values. In each case, the differences were not found to be significant at the 95 per cent confidence level; however, the 5 min turbidity re-

sults from the experiments containing the $G = 200 \text{ sec}^{-1}$ rapid-mix period were higher than the others at the 90 per cent level of confidence.

These experiments indicate that suspensions, having been rapid-mixed to particle-size equilibrium and further coagulated for 15 min at $G = 50 \text{ sec}^{-1}$, experience essentially equivalent turbidity reductions upon 30 min of settling. Although only significant at the 90 per cent level, the 5-min turbidity data suggest that rapid mixing at a high velocity gradient (e.g., 200 sec^{-1}) for a short time leads to the formation of floc particles that do not settle as well as those formed following rapid mixing at lower G values (e.g., 50 to 140 sec^{-1}) for longer periods of time. Thus, for short periods of settling, better turbidity reductions will result from rapid mixing at a relatively low velocity gradient. These results obviously support the theory (of Smoluchowski⁶) that higher velocity gradients result in an increased rate of particle contact as indicated

by the shorter floc formation times. It is, therefore, evident that rapid mixers with detention times too short to achieve adequate floc formation could be improved by increased energy input provided the detention times of the processes that follow it are adequate.

In general, the rapid-mix results indicate that the 15 min of flocculation at $G = 50 \text{ sec}^{-1}$ were adequate to mask the differences of floc particles leaving the rapid mixer, especially for rapid-mix velocity gradients of 140 sec^{-1} or less. However, different operating conditions, water characteristics, and coagulation velocity gradients very likely will impose limitations upon this generalization.

Summary and Conclusions

A number of rapid-mix and flocculation velocity-gradient paths were studied for their effect on alum coagulation of a silica suspension. The results were analyzed by evaluating the settled-turbidity reduction and the time required for visible floc formation in jar-test experiments and effluent turbidity in continuous-flow pilot-plant experiments.

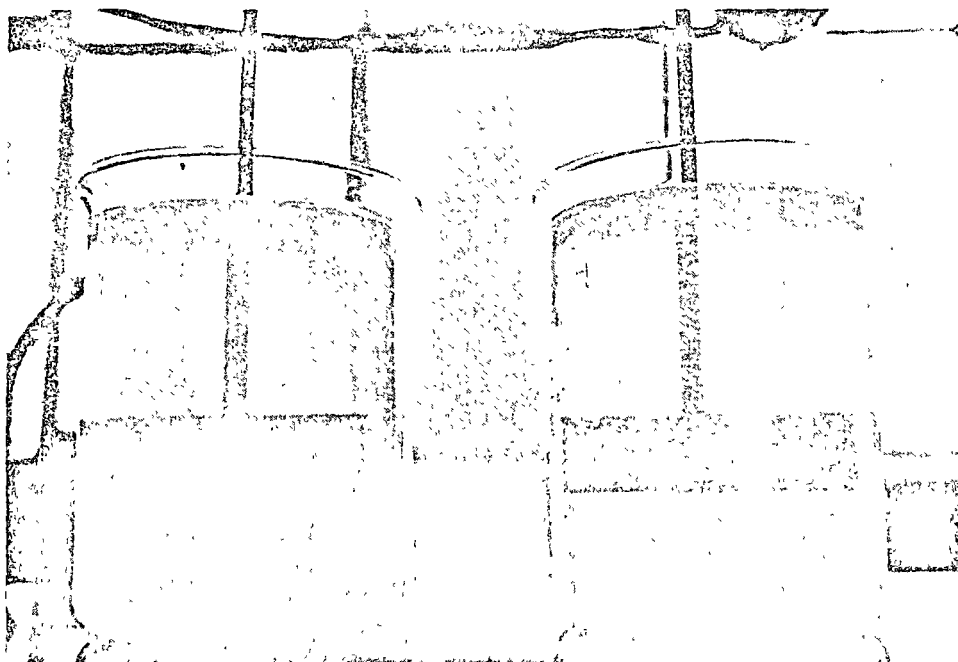
The following conclusions were drawn from the results of this study:

1. For a constant Gt value and for settling periods commonly used in practice (≥ 30 min), the tapered-velocity-gradient path resulted in the greatest turbidity removals. For very short settling periods (e.g., 5 min), however, a step-up velocity gradient path was found to give turbidity removals that were at least the equal of the tapered path.

2. The initial or rapid-mix portion of the velocity-gradient path has a definite effect on the floc properties leaving the rapid mixer and also on the detention time of the flocculation tank required to obtain a specific degree of supernatant clarity upon settling.

3. A design in which rapid mixing is continued until floc particles reach near equilibrium sizes, followed by a tapered flocculation velocity gradient path, is suggested for optimum sedimentation.

4. Once the particles were rapid mixed to near equilibrium sizes at G values between 50 sec^{-1} and 200 sec^{-1} and were coagulated at moderate velocity gradients (e.g., $G = 50 \text{ sec}^{-1}$) for about 15 min, no significant differ-



Authors of this article used tests similar to that illustrated in the upper photo. Effect of different agitation intensities is apparent in the bottom photo.

ences in 30-min settled-turbidity results were observed.

5. A treatment process in which turbid water is treated with coagulant, rapid-mixed to near-equilibrium particle size, allowed to settle at a very low velocity gradient for a short period of time (e.g., 5–10 min) to remove the bulk of floc particles, and subsequently filtered is worthy of further study.

6. If a coagulated suspension is not subjected to sedimentation, results (from this study and a previous study²¹) indicate that it is preferable to rapid-mix to equilibrium particle size and then filter, leaving out the relatively low velocity-gradient period of flocculation, since optimum filtration occurs for the application of smaller particles rather than those that are optimum for sedimentation.

Acknowledgments

This investigation was supported in part by the Office of Water Resources Research Grant A-028-Wis, and by Predoctoral Fellowship No. 5-F1-WP-26, 100-02 granted by the Federal Water Pollution Control Admin. and administered through the Univ. of Wisconsin, Madison, Wis.

References

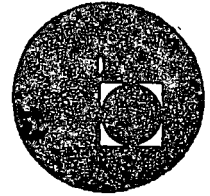
1. CAMP, THOMAS R & SEIN, P. C. Velocity Gradients and Internal Work in Fluid Motion. *Low Boston Soc Engrs*, 30:219-4 (Oct. 1943).
2. LAMER, V. K. & HEALY, T. W. Adsorption-Flocculation Reactions of Macromolecules at the Solid-Liquid Interface. *Rev Pure and Appl Chem*, 13:112 (1963).
3. O'MELIA, CHARLES R. A Review of the Coagulation Process. *Pub Works*, 87 (May 1969).
4. HAHN, HERMANN H & STUMM, WERNER. Coagulation by Al (III)—The

Role of Adsorption of Hydrolyzed Aluminum in the Kinetics of Coagulation. *Am Chem. Soc. Conf., Chicago Ill.* (Feb 1968).

5. VON SMOLUCHOWSKI, M. Versuch einer Mathematischen Theorie der Koagulationskinetik kolloider Lösungen. *Z. Phys Chem*, 92:129 (1917).
6. FAIR, GORDON, MASKOW, GUYER, JOHN CHARLES, & OKUN, DANIEL ALEXANDER. *Water and Wastewater Engineering Vol 2 Water Purification and Wastewater Treatment and Disposal*. John Wiley, New York (1968).
7. HARRIS, HOWARD S & KAUFMAN, WARREN J. Orthokinetic Flocculation and Polydispersed Systems. *San. Eng. Res. Lab Ser Rep't No. 66-2*. Univ. of California, Berkeley, Calif. (Jul 1966).
8. HARRIS, HOWARD S; KAUFMAN, WARREN J., & KROFT, RAY B. Orthokinetic Flocculation in Water Purification. *Jour San Eng.* 92:95 (1966).
9. FAIR, C. M. & GEMMILL, R. S. A Mathematical Model of Coagulation. *Jour. of Science*, 19:360 (1964).
10. HUDSON, HERBERT E., JR. Physical Aspects of Flocculation. *Jour. AWWA*, 57:885 (Jul 1965).
11. HAM, ROBERT KENNETH. *A Study of Particle Size Changes during Coagulation*. Unpublished Ph.D. Thesis, Univ of Washington, Seattle, Wash. (1967).
12. HAM, ROBERT K & CHRISMAN, ROBERT F. Agglomerate Size Change in Coagulation. *Jour San Eng.*, 95: SA3 471 (Jun 1969).
13. MICHAELS, ALAN S & BOIGER, JUSTIN C. The Plastic Flow Behavior of Flocculated Kaolin Suspensions. *Ind and Eng Chem Fundamentals*, 1:153 (1962).
14. BARNETT, HAROLD E., DOJAND, JAMES J., & CHASBY, JOHN L. *Water Supply Eng*. McGraw-Hill, New York (1960).
15. CAMP, THOMAS R. Floc Volume Concentration. *Jour. AWWA*, 60:6:656 (Jun 1968).
16. HUDSON, H. F., JR & WOLFNER, I. P. Design of Mixing & Flocculating Basins. *Jour AWWA*, 59:11:1257 (Oct 1967).
17. LAKSHANKAR, ASHOK I & GEMMILL, ROBERT S. A Size-Density Relationship for Flocs. *Jour. AWWA*, 60:9:1040 (Sep. 1968).
18. CAMP, THOMAS R. Flocculation and Flocculation Basins. *Trans. ASCE*, 272:1 (1955).
19. TEKIPPE, R. J. & HAM, R. K. Apparatus for Examining Floc Forming Processes. *Jour. AWWA*, 62:4:260 (Apr. 1970).
20. TEKIPPE, R. J. & HAM, R. K. Coagulation Testing: A Comparison of Techniques—Part I. *Jour. AWWA*, 62:9:594 (Sep. 1970).
21. TEKIPPE, R. J. & HAM, R. K. Coagulation Testing: A Comparison of Techniques—Part II. *Jour. AWWA*, 62:10:620 (Oct 1970).
22. DAVIES, OWEN L. *The Design and Analysis of Industrial Experiments*. Hafner Publ. Co., New York (1967).



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



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE



ING. FRANCISCO PEÑA ROBLES



Handwritten text in the top center, possibly a title or header, which is mostly illegible due to fading.



Faint horizontal line of text or a separator line across the middle of the page.



Faint horizontal line of text or a separator line near the bottom of the page.

MODELO DE MARKOV

- b).- Modelo Markoviano.- Para generar datos o para completar sus registros es posible utilizar un modelo markoviano. Es factible su utilización aceptando que los datos resultan dependientes de los valores que la variable haya tenido en el lapso anterior y cumplen, además, con la condición de persistencia, lo cual significa que los valores sucesivos de una variable con respecto al tiempo están ligado entre si no de una manera puramente aleatoria, sino siguiendo una cierta tendencia. El modelo es, por tanto, aplicable a los datos de escurrimiento, ya que estos cumplen en forma satisfactoria con la condición de persistencia; sin em-

barro, es también aplicable los datos de precipitación siempre que satisfagan la condición mencionada lo que deberá ser comprobado mediante la determinación de los coeficientes de correlación y de información.

El modelo markoviano propuesto tiene la siguiente forma básica:

$$Y_i = d_i + e_i$$

donde d_i es la parte determinista y e_i la parte aleatoria de valor sintético Y_i de la variable.

La componente determinista tiene la forma de un modelo lineal de regresión múltiple.

$$d_i = B_0 + B_1 Y_{i-1} + B_2 Y_{i-2} + \dots + B_m Y_{i-m}$$

Esto es, d_i es una combinación lineal de los m valores anteriores de la variable Y .

El modelo markoviano más simple se obtiene cuando $m = 1$

$$Y_i = B_0 + B_1 Y_{i-1} + e_i$$

ésto indica que el valor sintético de la variable en el instante i depende solamente del que haya tenido en el instante anterior.

Cuando el valor de la variable dependa de varios de los valores que esta haya adoptado en el pasado, será necesario utilizar modelos de orden mayor a uno, o sea $m \geq 1$. El orden adecuado para el proceso puede determinarse como se establece en la referencia 17. Como una recomendación práctica, el orden del proceso para datos de lluvia mensuales es generalmente menor o igual que tres, y en el caso de datos diarios un orden de seis es usualmente suficiente.

En esta obra se desarrollará solamente el modelo de orden uno propuesto por Fiering y Jackson, que se aplica cuando la variable está normalmente distribuida y que tiene la forma:

$$Y_i = \bar{Y} + R (Y_{i-1} - \bar{Y}) + e_i$$

donde:

Y_i = valor de la variable en el período i

\bar{Y} = valor medio de la variable = $\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Y_i$

N = número de observaciones de la variable.

M = número de observaciones en que existen simultáneamente

Y_i e Y_{i-1}

R = coeficiente de correlación entre los valores de la variable en el período i y en el período $i - 1$. Varía entre 0 y 1.

$$R = \frac{\sum_{i=2}^M Y_i Y_{i-1} - \frac{1}{M-1} \left(\sum_{i=1}^{M-1} Y_i \right) \left(\sum_{i=2}^M Y_i \right)}{\left[\sum_{i=1}^{M-1} Y_i^2 - \frac{1}{M-1} \left(\sum_{i=1}^{M-1} Y_i \right)^2 \right]^{1/2} \left[\sum_{i=2}^M Y_i^2 - \frac{1}{M-1} \left(\sum_{i=2}^M Y_i \right)^2 \right]^{1/2}}$$

Y_{i-1} = valor de la variable en el período $i - 1$

Por otra parte, se supone que la componente aleatoria e_i tiene media cero, variancia constante y que no depende del valor precedente de la variable. Asimismo para que Y_i siga teniendo distribución normal, e_i también debe estar normalmente distribuída, lo cual se logra adoptando una expresión del tipo:

$$e_i = T_i S \sqrt{1 - R^2}$$

en donde:

e_i = valor de la componente aleatoria, con distribución normal, correspondiente al período i .

T_i = número aleatorio con distribución de probabilidad normal, media cero y variancia unitaria.

S = desviación estándar de la variable, dada por:

$$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (Y_i - \bar{Y})^2}{N-1} \right]^{1/2}$$

Este modelo puede ser transformado para aplicarse también cuando los registros de lluvia siguen una distribución de probabilidades Gamma (Ref. 17).

Una vez reunidos los datos de precipitación que se desee ampliar es necesario, antes de decidir el empleo del método, obtener el coeficiente de correlación, cuyo valor deberá ser cercano a la unidad para garantizar que los datos generados no disminuyen la calidad de la muestra; si el coeficiente de correlación tiene un valor alejado de la unidad, deberá calcularse el coeficiente de información, que definirá en última instancia la factibilidad de aplicación del modelo; si este último coeficiente es igual o mayor que la unidad es posible su empleo, garantizándose que la muestra ampliada no es inferior en calidad a la original.

El coeficiente de información se define como la relación que existe entre la variancia de los parámetros estimados con la muestra original a la variancia de los estimados con el registro desplazado un período de tiempo atrás.

Los parámetros que compara el coeficiente de información son las medias y las variancias de ambos registros y Fiering (Ref. 18) concluye que la correlación múltiple correspondiente a la parte determinista del modelo no debe ser usada para ampliar la muestra, a menos que el coeficiente de información de las medias o el de las variancias sea mayor que la unidad.

La expresión que permite calcular el coeficiente de información de las medias es el siguiente:

$$I_m = \left\{ 1 - \frac{n_1}{n_2 + n_1} \left[\frac{R_{1,2}^2 (n_2 - 2) - K}{(n_2 - K - 2)} \right] \right\}^{-1}$$

donde:

I_m = coeficiente de información de las medias

n_1 = número de observaciones del registro desplazado

n_2 = número de observaciones del registro original con valores correspondientes en el registro desplazado.

$K = 1$, por tratarse de una sola estación.

En este caso es conveniente hacer notar que $n_1 = n_2$ e igual al número de datos del registro original menos uno.

El lector que se interese en el cálculo del coeficiente de información de las variancias podrá consultar la referencia 18.

Como una ilustración de lo anterior se generarán datos de precipitación anual hasta completar 31 años de registro, en la estación Santiago Undameo, Mich.

| AÑO | Y_i = PRECIP. ANUAL REGISTRADA (mm) | Y_i^2 | $(Y_i - \bar{Y})^2$ | $Y_i Y_{i-1}$ |
|------|--|-----------|---------------------|---------------|
| 1954 | 865.4 | 748,917 | 727 | |
| 55 | 944.7 | 892,458 | 2739 | 817,543 |
| 56 | 909.5 | 827,190 | 294 | 859,205 |
| 57 | 649.1 | 421,331 | 59,175 | 590,356 |
| 58 | 1277.0 | 1'630,729 | 147,948 | 828,901 |
| 59 | 988.5 | 977,132 | 9,243 | 1'262,314 |
| 60 | 647.5 | 419,256 | 59,956 | 640,054 |
| 61 | | | | |
| 62 | 985.3 | 970,816 | 8,638 | |
| 63 | 864.1 | 746,669 | 799 | 851,398 |
| 64 | 909.5 | 827,190 | 294 | 785,899 |
| 65 | 765.3 | 585,684 | 16,144 | 696,040 |
| 66 | 942.7 | 888,683 | 2,534 | 721,448 |

| | | | | |
|-------|----------|------------|---------|------------|
| 67 | 1062.0 | 1'127,844 | 23,178 | 1'001,147 |
| 68 | 1008.9 | 1'017,879 | 13,532 | 1'071,452 |
| 69 | 777.5 | 604,506 | 13,193 | 734,420 |
| 70 | 680.7 | 463,352 | 44,800 | 529,244 |
| SUMAS | 14,277.7 | 13'149,636 | 408,844 | 11'439,421 |

En primer lugar se determinará la aplicabilidad del modelo:

N = 16

$$R = \frac{10'621,978 - (1/13)(11,746)(11,482)}{\left[10'966,551 - (1/13)(11,746)^2\right]^{1/2} \left[10'537,445 - (1/13)(11,482)^2\right]^{1/2}}$$

$$= 0.66$$

$$I_m = \left\{ 1 - \frac{14}{14+14} \left[\frac{(0.66)^2(14-2)-1}{14-1-2} \right] \right\}^{-1} = 1.23$$

Como el coeficiente de información resultó mayor que la unidad el modelo es aplicable, por lo tanto

$$\bar{Y} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Y_i = \frac{14,277.7}{16} = 892.36$$

$$S = \left(\frac{408,844}{15} \right)^{1/2} = 165$$

$$e_i = T_i (165) \sqrt{1 - (0.66)^2} = 123.96 T_i$$

Resultando finalmente el siguiente modelo:

$$Y_1 = 892.36 + 0.66 (Y_{i-1} - 892.36) + 123.96 T_i$$

En una tabla de números aleatorios se escogen tantos valores como datos se desee generar:

| Año | Y_{i-1} | T_i | Y_i |
|------|-----------|---------|-------|
| 1942 | 837.7 | - 0.121 | 841.3 |
| 43 | 627.7 | 0.968 | 837.7 |
| 44 | 856.4 | - 1.943 | 627.7 |
| 45 | 728.8 | 0.581 | 856.4 |
| 46 | 778.1 | - 0.711 | 728.8 |
| 47 | 730.5 | - 0.060 | 778.1 |
| 48 | 737.6 | - 0.482 | 730.5 |
| 49 | 798.1 | - 0.746 | 737.6 |
| 50 | 889.8 | - 0.747 | 798.1 |
| 51 | 653.1 | 1.254 | 889.8 |
| 52 | 818.3 | - 1.536 | 653.1 |
| 53 | 865.4 | - 0.454 | 818.3 |
| 1961 | 647.5 | 0.071 | 739.6 |

Es lícito utilizar como valor de partida para generar los datos hacia atrás del registro histórico el correspondiente al año de 1954, ya que en éste caso no existe el valor Y_{i-1} ; la justificación de lo anterior estriba en el hecho de que el modelo planteado en función de Y_{i+1} tendría una estructura similar con coeficientes sensiblemente iguales a los del modelo planteado originalmente. También es posible utilizar como valor de partida la media de los datos, ya que ésta representa la tendencia de la muestra. Para interpolar el valor del año 1961 se empleó el dato de precipitación inmediato anterior.

o) Método de generación sintética.

Otro método útil para interpolar o extrapolar datos de precipitación cuando el registro no está completo, o cuando éste es reducido, es el de Generación Sintética. Este método requiere que la variable sea continua e independiente y que su distribución de probabilidad sea conocida.

Al respecto, los registros de la precipitación pueden tomar cualquier valor numérico comprendido entre un cierto intervalo de valores; por ejemplo, si la precipitación registrada es de 16.5 mm, en realidad no ha llovido exactamente esa cantidad, sino que el valor se asignó según lo permitió la precisión del aparato. La variable altura de precipitación es por tanto continua, ya que toma valores aproximados a cualquier fracción de milímetro, los cuales no pueden ser numerados, pues los valores reales se sitúan a lo largo de una línea recta continua.

La condicionante de independencia implica que los valores de la variable no estén influenciados por los que ésta haya tenido en el pasado. Lo anterior hace aplicable el método a los registros de la precipitación máxima anual, en los que la independencia usualmente es válida. En cualquier caso deberá comprobarse su aplicabilidad graficando los valores de X_1 contra los de X_{1-1} . Si estos no muestran alguna tendencia se considerará que los eventos son independientes.

Para conocer previamente el análisis la distribución de probabilidad de los datos, es necesario suponer que éstos se ajustan a varias de ellas; posteriormente se realizan pruebas de bondad de ajuste del tipo de la de Smirnov-Kolmogorov a cada distribución supuesta y se elige la de mejor ajuste como la adecuada a los datos registrados.

La prueba de bondad de ajuste antes mencionada puede hacerse de acuerdo con la siguiente secuela, cuya justificación teórica aparece en la Ref. 20 .

- a) Se ordenan y numeran en orden creciente los datos del registro histórico.
- b) Se calculan el valor medio y la variancia de los datos del registro histórico.

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \quad ; \quad S_x^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2$$

- c) Se estandarizan los datos del registro histórico restándole el valor medio y dividiendo el resultado entre la desviación-estandar

$$X'_i = \frac{X_i - \bar{X}}{S_x}$$

- d) De una tabla de probabilidad acumulada correspondiente a la distribución supuesta, se obtiene la probabilidad $F(x)$ correspondiente a cada una de las observaciones estandarizadas. Si no se dispone de las tablas deberá calcularse.
- e) Se calcula la distribución de probabilidad acumulada empírica de cada uno de los datos del registro.

$$P(x) = \frac{m}{N+1}$$

donde:

m = número de orden de la observación.

El resto de las literales de la secuela tiene el significado expresado en páginas anteriores.

- f) Se calculan las diferencias, en valor absoluto, de las distribuciones de probabilidad acumulada empírica y teórica.
- g) En función del número de datos y del nivel de significancia otorgado para realizar la prueba, se obtiene de la Tabla 2.10 la magnitud de la máxima diferencia aceptable entre las distribuciones de probabilidad empírica y teórica.

Entra Tabla 2.10

h) Si todas las diferencias calculadas en el punto f) son menores que la obtenida de la Tabla 2.10, se acepta al nivel de significancia usado que los datos del registro histórico se ajustan a la distribución de probabilidad supuesta.

Una vez determinada la distribución de probabilidad correspondiente a los datos y aceptada la independencia y continuidad de la muestra, es posible emplear el método de generación sintética para la obtención de los datos faltantes. El método consiste en determinar la función inversa de la distribución de probabilidades aceptada, lo que dará lugar a que el valor de la probabilidad sea ahora la variable independiente y los datos de la muestra la variable dependiente. La generación consiste en elegir en forma aleatoria un valor de la nueva variable independiente y a través de la función inversa calcular el valor de la variable dependiente, que será el dato generado.

El proceso descrito puede demostrarse como sigue:

Sea r un número aleatorio que varía entre 0 y 999. Si se define a $u = \frac{r}{1000}$, su distribución de probabilidades será aproximadamente uniforme dentro del intervalo 0 - 1. Entonces si u adquiere diversos valores dentro del intervalo, su distribución de probabilidades y su distribución de probabilidades acumulada variaran en consecuencia, según se indica en seguida.

| Valores de u | Valores de la distribución de probabilidades | Valores de la distribución de probabilidad acumulada. |
|-------------------|--|---|
| $u \leq 0$ | $P(u) = 0$ | $P(u) = 0$ |
| $0 \leq u \leq 1$ | $P(u) = u$ | $P(u) = u$ |
| $u \geq 1$ | $P(u) = 1$ | $P(u) = 1$ |

Si x tiene distribución de probabilidad $f(x)$ y distribución de probabilidad acumulada $F(x)$ y si la función inversa de F es ϕ , entonces:

$$y = F(x) ; x = \phi(y)$$

y si se hace $x = \phi(u)$, resulta

$$\text{Prob. } (x \leq X) = \text{Prob} [F(x) \leq F(X)] = \text{Prob} [u \leq F(X)] = F(X)$$

y entonces la distribución de probabilidad acumulada de x es $F(x)$ como se supuso. (Ref. 21).

El procedimiento de cálculo puede realizarse de la siguiente manera:

- a) Se determina la función inversa de la distribución de probabilidades acumulada.
- b) De una tabla de números aleatorios que varíen entre 0 - 1, se toman tantos de ellos como datos se desee generar.
- c) Se resuelve la función inversa para cada uno de los números aleatorios elegidos. Cada uno de los resultados será un valor generado.

La determinación de la función inversa para distribuciones de cierta complejidad no siempre es posible en forma analítica, en cuyo caso deberá recurrirse a una aproximación de la forma

$$x = a + bP + cP^2 + d(1-P)^2 \log P + eP^2 \log(1-P)$$

donde:

- P = número aleatorio entre 0 - 1.
- x = valor generado

a, b, c, d y e = coeficientes que pueden ser determinados por el método de mínimos cuadrados, utilizando los datos del registro histórico y sus correspondientes probabilidades teóricas.

Para ilustrar la aplicación del método se generarán datos de lluvia máxima anual en 24 horas para la estación Casa Blanca, Mich.

Registro histórico

| Año | Altura de precipitación máxima anual en 24 horas, en mm. |
|------|--|
| 1949 | 30.0 |
| 50 | 219.0 |
| 51 | 37.3 |
| 52 | 77.5 |
| 53 | 53.2 |
| 54 | 50.3 |
| 55 | 52.0 |
| 56 | 69.5 |
| 57 | 47.0 |
| 58 | 53.0 |
| 59 | - |
| 60 | 49.0 |
| 61 | 56.5 |
| 62 | 40.3 |
| 63 | 55.6 |
| 64 | 63.3 |
| 65 | 63.0 |
| 66 | - |
| 67 | 56.0 |
| 68 | 36.6 |
| 69 | 57.8 |
| 70 | 40.5 |
| 71 | 42.5 |
| 72 | 49.5 |
| 73 | 61.4 |

De acuerdo con lo expresado al inicio del tema se considera que el registro de la precipitación es una variable continua, por lo que el primer paso consistirá en probar su independencia graficando los valores de X_1 contra los de X_{1-1} . El resultado de dicha graficación se muestra en la Fig. 2.23, en la cual se observa que los puntos no guardan ninguna tendencia, por lo cual se considera a la variable como independiente.

Entra Fig. 2.23

Suponiendo en primera instancia que los datos se ajustan a una distribución de valores extremos tipo I propuesta por Gumbel, se realizará la prueba de Smirnov - Kolmogorov antes mencionada, para ver la bondad de su ajuste.

Tabla de cálculo para la prueba de bondad de ajuste de Smirnov - Kolmogorov.

| m | X_1 | $(X_1 - \bar{X})^2$ | X_1' | F(X) | P(X) | $ F(X) - P(X) $ |
|-------|--------|---------------------|--------|------|------|-----------------|
| 1 | 30 | 850.30 | - 0.79 | 0.25 | 0.04 | 0.21 |
| 2 | 36.6 | 508.95 | - 0.61 | 0.32 | 0.08 | 0.24 |
| 3 | 37.3 | 477.85 | - 0.59 | 0.32 | 0.13 | 0.19 |
| 4 | 40.3 | 355.69 | - 0.51 | 0.36 | 0.17 | 0.19 |
| 5 | 40.5 | 348.19 | - 0.51 | 0.36 | 0.21 | 0.15 |
| 6 | 42.5 | 277.55 | - 0.45 | 0.38 | 0.25 | 0.13 |
| 7 | 47.0 | 147.86 | - 0.33 | 0.43 | 0.29 | 0.14 |
| 8 | 49.0 | 103.22 | - 0.27 | 0.45 | 0.33 | 0.12 |
| 9 | 49.5 | 93.31 | - 0.26 | 0.46 | 0.38 | 0.08 |
| 10 | 50.3 | 78.49 | - 0.24 | 0.46 | 0.42 | 0.04 |
| 11 | 52.0 | 51.26 | - 0.19 | 0.48 | 0.46 | 0.02 |
| 12 | 53.0 | 37.94 | - 0.16 | 0.49 | 0.50 | 0.01 |
| 13 | 53.2 | 35.52 | - 0.16 | 0.49 | 0.54 | 0.05 |
| 14 | 55.6 | 12.67 | - 0.09 | 0.52 | 0.58 | 0.06 |
| 15 | 56.0 | 9.98 | - 0.08 | 0.52 | 0.63 | 0.11 |
| 16 | 56.5 | 7.07 | - 0.07 | 0.53 | 0.67 | 0.14 |
| 17 | 57.8 | 1.84 | - 0.03 | 0.54 | 0.71 | 0.17 |
| 18 | 61.4 | 5.01 | + 0.06 | 0.58 | 0.75 | 0.17 |
| 19 | 63.3 | 17.13 | + 0.11 | 0.59 | 0.79 | 0.20 |
| 20 | 63.3 | 17.13 | + 0.11 | 0.59 | 0.83 | 0.24 |
| 21 | 69.5 | 106.91 | + 0.28 | 0.65 | 0.88 | 0.23 |
| 22 | 77.5 | 336.35 | + 0.50 | 0.71 | 0.92 | 0.21 |
| 23 | 219.0 | 25,548.82 | + 4.37 | 0.99 | 0.96 | 0.03 |
| SUMAS | 1360.8 | 29,429.04 | - | - | - | - |

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i = \frac{1360.8}{23} = 59.16$$

$$S_x^2 = \frac{29\,429.04}{22} = 1337.68 \quad ; \quad S_x = 36.57$$

Para el nivel de significancia $\alpha = 0.01$ la Tabla 2.8 proporciona un valor mayor que el de cualquier diferencia $|F(X) - P(X)|$, por lo que se acepta que los datos del registro histórico se ajustan a una distribución normal a ese nivel de significancia.

La función de distribución de probabilidad acumulada propuesta por Gumbel es de la forma

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}}$$

en donde α y u son parámetros que pueden calcularse mediante las siguientes relaciones (Ref. 20)

$$\bar{x} = u + \frac{0.577}{\alpha} \quad ; \quad S_x = \frac{1.282}{\alpha}$$

Para el ejemplo que se analiza:

$$\alpha = \frac{1.282}{36.57} = 0.035$$

$$u = 59.16 - \frac{0.577}{0.035} = 42.67$$

En seguida se determina la función inversa de la distribución de probabilidad acumulada propuesta por Gumbel.

$$\frac{1}{F(x)} = \frac{1}{e^{-e^{-\alpha(x-u)}}$$

$$\frac{1}{F(x)} = e^{e^{-\alpha(x-u)}}$$

$$\ln \frac{1}{F(x)} = e^{-\alpha(x-u)}$$

$$\ln \ln \frac{1}{F(x)} = -\alpha(x-u) = -\alpha x + \alpha u$$

$$x = u - \frac{\ln \ln [1/F(x)]}{\alpha}$$

que es la función inversa buscada.

Sustituyendo en la expresión anterior los valores de u y α , resulta.

$$x = 42.67 - \frac{\ln \ln [1/F(x)]}{0.035}$$

Suponiendo que se desea generar los datos del registro hasta 1940 y los valores faltantes correspondientes a 1959 y 1966.

Tabla de cálculo para generar los datos.

| Año | $F(x)$ (número aleatorio) | $\frac{1}{F(x)}$ | $\ln \frac{1}{F(x)}$ | $\ln \ln \frac{1}{F(x)}$ | X |
|------|---------------------------------|------------------|----------------------|--------------------------|-------|
| 1940 | 0.52 | 1.92 | 0.652 | - 0.428 | 54.9 |
| 41 | 0.80 | 1.25 | 0.223 | - 1.500 | 85.5 |
| 42 | 0.94 | 1.06 | 0.058 | - 2.846 | 124.0 |
| 43 | 0.56 | 1.79 | 0.581 | - 0.544 | 58.2 |
| 44 | 0.59 | 1.69 | 0.525 | - 0.645 | 61.1 |
| 1945 | 0.69 | 1.45 | 0.372 | - 0.990 | 71.0 |
| 46 | 0.75 | 1.33 | 0.285 | - 1.255 | 78.5 |
| 47 | 0.14 | 7.14 | 1.967 | + 0.676 | 23.4 |
| 48 | 0.90 | 1.11 | 0.104 | - 2.262 | 107.3 |
| 1959 | 0.06 | 16.67 | 2.816 | + 1.033 | 13.2 |
| 1966 | 0.33 | 3.03 | 1.108 | + 0.102 | 39.8 |

2.6.2.- Análisis de los registros para un conjunto de estaciones.- Cuando se dispone de una o varias estaciones vecinas a la estación que se ha elegido como base para resolver un problema hidrológico, se dispone también de información altamente valiosa para conocer los datos faltantes de esa estación en los períodos que carecen de registro. Los métodos que emplean la información disponible en las estaciones vecinas proporcionan resultados más confiables que los obtenidos haciendo uso de la metodología ya descrita para una sola estación.

Las estaciones vecinas no solo son útiles para generar y extrapolar datos de una cierta estación sino también, utilizadas como un conjunto, pueden dar información más detallada, entre otras cosas, de la distribución en el espacio de la precipitación dentro de su zona de influencia.

Para decidir el empleo de las estaciones vecinas en los análisis planeados en el primer párrafo de este inciso, es necesario asegurar en primera instancia que el fenómeno causante de la precipitación es el mismo en toda la zona y, para comprobarlo, se hace uso de una prueba de homogeneidad.

| ESTACIONES T | Diámetro del pluviómetro en pulgadas | | | | | | | |
|--------------------------------------|--------------------------------------|------|-------|------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 4 | 5 | 6 | 8 | 12 | 24 |
| CALNE (4½ años de observación) | 91.4 | 95.6 | 99.7 | 99.6 | 102.6 | 103.6 | 100.0 | 100.0 |
| STRATHFIELD TURGESSE (2 años). | 91.6 | 97.8 | 100.2 | 97.8 | 100.9 | 99.1 | 100.0 | 101.3 |

TABLA 2.1.- Variación del coeficiente de captación con el área de captación del pluviómetro (Ref. 2)

| Tamaño de la muestra | $\alpha = 0.10$ | $\alpha = 0.05$ | $\alpha = 0.01$ |
|----------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 5 | 0.51 | 0.56 | 0.67 |
| 10 | 0.37 | 0.41 | 0.49 |
| 15 | 0.30 | 0.34 | 0.40 |
| 20 | 0.26 | 0.29 | 0.35 |
| 25 | 0.24 | 0.26 | 0.32 |
| 30 | 0.22 | 0.24 | 0.29 |
| 40 | 0.19 | 0.21 | 0.25 |
| > 40 | $1.22/\sqrt{n}$ | $1.36/\sqrt{n}$ | $1.63/\sqrt{n}$ |

TABLA 2.10.- Máxima diferencia aceptable en la prueba de bondad de ajuste de SMIRNOV KOLMOGOROV (Ref. 20)

| V ₂ : Grados de libertad del denominador | V: Grados de libertad del numerador | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|-------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 12 | 15 | 20 | 24 | 30 | 40 | 60 | 120 | ∞ |
| 1 | 161 | 200 | 216 | 225 | 230 | 234 | 237 | 239 | 241 | 242 | 244 | 246 | 248 | 249 | 250 | 251 | 252 | 253 | 254 |
| 2 | 1850 | 1900 | 1920 | 1920 | 1930 | 1930 | 1940 | 1940 | 1940 | 1940 | 1940 | 1940 | 1940 | 1950 | 1950 | 1950 | 1950 | 1950 | 1950 |
| 3 | 1010 | 955 | 928 | 912 | 901 | 894 | 889 | 885 | 881 | 879 | 874 | 870 | 866 | 864 | 862 | 859 | 857 | 855 | 853 |
| 4 | 771 | 694 | 659 | 639 | 626 | 616 | 609 | 604 | 600 | 596 | 591 | 586 | 580 | 577 | 575 | 572 | 569 | 566 | 563 |
| 5 | 661 | 579 | 541 | 519 | 505 | 495 | 488 | 482 | 477 | 474 | 468 | 462 | 456 | 453 | 450 | 446 | 443 | 440 | 437 |
| 6 | 599 | 514 | 475 | 453 | 439 | 428 | 421 | 415 | 410 | 406 | 400 | 394 | 387 | 384 | 381 | 377 | 374 | 370 | 367 |
| 7 | 559 | 474 | 435 | 412 | 397 | 387 | 379 | 373 | 368 | 364 | 357 | 351 | 344 | 341 | 338 | 334 | 330 | 327 | 323 |
| 8 | 532 | 446 | 407 | 384 | 369 | 358 | 350 | 344 | 339 | 335 | 328 | 322 | 315 | 312 | 308 | 304 | 301 | 297 | 293 |
| 9 | 512 | 426 | 386 | 363 | 348 | 337 | 329 | 323 | 318 | 314 | 307 | 301 | 294 | 290 | 286 | 283 | 279 | 275 | 271 |
| 10 | 496 | 410 | 371 | 348 | 333 | 322 | 314 | 307 | 302 | 298 | 291 | 285 | 277 | 274 | 270 | 266 | 262 | 258 | 254 |
| 11 | 484 | 398 | 359 | 336 | 320 | 309 | 301 | 295 | 290 | 285 | 279 | 272 | 265 | 261 | 257 | 253 | 249 | 245 | 240 |
| 12 | 475 | 389 | 349 | 326 | 311 | 300 | 291 | 285 | 280 | 275 | 269 | 262 | 254 | 251 | 247 | 243 | 238 | 234 | 230 |
| 13 | 467 | 381 | 341 | 318 | 303 | 292 | 283 | 277 | 271 | 267 | 260 | 253 | 246 | 242 | 238 | 234 | 230 | 225 | 221 |
| 14 | 460 | 374 | 334 | 311 | 296 | 285 | 276 | 270 | 265 | 260 | 253 | 246 | 239 | 235 | 231 | 227 | 222 | 218 | 213 |
| 15 | 454 | 368 | 329 | 306 | 290 | 279 | 271 | 264 | 259 | 254 | 248 | 240 | 233 | 229 | 225 | 220 | 216 | 211 | 207 |
| 16 | 449 | 363 | 324 | 301 | 285 | 274 | 266 | 259 | 254 | 249 | 242 | 235 | 228 | 224 | 219 | 215 | 211 | 206 | 201 |
| 17 | 445 | 359 | 320 | 296 | 281 | 270 | 261 | 255 | 249 | 245 | 238 | 231 | 223 | 219 | 215 | 210 | 206 | 201 | 196 |
| 18 | 441 | 355 | 316 | 293 | 277 | 266 | 258 | 251 | 246 | 241 | 234 | 227 | 219 | 215 | 211 | 206 | 202 | 197 | 192 |
| 19 | 438 | 352 | 313 | 290 | 274 | 263 | 254 | 248 | 242 | 238 | 231 | 223 | 216 | 211 | 207 | 203 | 198 | 193 | 188 |
| 20 | 435 | 349 | 310 | 287 | 271 | 260 | 251 | 245 | 239 | 235 | 228 | 220 | 212 | 208 | 204 | 199 | 195 | 190 | 184 |
| 21 | 432 | 347 | 307 | 284 | 268 | 257 | 249 | 242 | 237 | 232 | 225 | 218 | 210 | 205 | 201 | 196 | 192 | 187 | 181 |
| 22 | 430 | 344 | 305 | 282 | 266 | 255 | 246 | 240 | 234 | 230 | 223 | 215 | 207 | 203 | 198 | 194 | 189 | 184 | 178 |
| 23 | 428 | 342 | 303 | 280 | 264 | 253 | 244 | 237 | 232 | 227 | 220 | 213 | 205 | 201 | 196 | 191 | 186 | 181 | 176 |
| 24 | 426 | 340 | 301 | 278 | 262 | 251 | 242 | 236 | 230 | 225 | 218 | 211 | 203 | 198 | 194 | 189 | 184 | 179 | 173 |
| 25 | 424 | 339 | 299 | 276 | 260 | 249 | 240 | 234 | 228 | 224 | 216 | 209 | 201 | 196 | 192 | 187 | 182 | 177 | 171 |
| 30 | 417 | 332 | 292 | 269 | 253 | 242 | 233 | 227 | 221 | 215 | 209 | 201 | 193 | 189 | 184 | 179 | 174 | 168 | 162 |
| 40 | 408 | 323 | 284 | 261 | 245 | 234 | 225 | 218 | 212 | 206 | 200 | 192 | 184 | 179 | 174 | 169 | 164 | 158 | 151 |
| 60 | 400 | 315 | 275 | 253 | 237 | 225 | 217 | 210 | 204 | 199 | 192 | 184 | 175 | 170 | 165 | 159 | 153 | 147 | 139 |
| 120 | 392 | 307 | 269 | 245 | 229 | 218 | 209 | 202 | 196 | 191 | 183 | 175 | 166 | 161 | 155 | 150 | 143 | 135 | 125 |
| ∞ | 384 | 300 | 260 | 237 | 221 | 210 | 201 | 194 | 188 | 183 | 175 | 167 | 157 | 152 | 146 | 139 | 132 | 122 | 100 |

TABLA 2.8.- Distribución acumulada de probabilidades F, para un nivel de significancia $\alpha = 0.05$ (Ref. 16)

| ν_2 Grados de libertad del denominador | ν_1 = Grados de libertad del numerador | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 12 | 15 | 20 | 24 | 30 | 40 | 60 | 120 | ∞ |
| 1 | 4.052 | 5.000 | 5.403 | 5.625 | 5.764 | 5.859 | 5.928 | 5.982 | 6.023 | 6.056 | 6.106 | 6.157 | 6.209 | 6.235 | 6.251 | 6.287 | 6.313 | 6.339 | 6.366 |
| 2 | 98.50 | 99.00 | 99.20 | 99.20 | 99.30 | 99.30 | 99.40 | 99.40 | 99.40 | 99.40 | 99.40 | 99.40 | 99.40 | 99.40 | 99.50 | 99.50 | 99.50 | 99.50 | 99.50 |
| 3 | 34.10 | 30.80 | 29.50 | 28.70 | 28.20 | 27.90 | 27.70 | 27.50 | 27.30 | 27.20 | 27.10 | 26.90 | 26.70 | 26.60 | 26.50 | 26.40 | 26.30 | 26.20 | 26.10 |
| 4 | 21.20 | 18.00 | 16.70 | 16.00 | 15.50 | 15.20 | 15.00 | 14.80 | 14.70 | 14.50 | 14.40 | 14.20 | 14.00 | 13.90 | 13.80 | 13.70 | 13.60 | 13.50 | 13.50 |
| 5 | 16.30 | 13.30 | 12.10 | 11.40 | 11.00 | 10.70 | 10.50 | 10.30 | 10.20 | 10.10 | 9.99 | 9.72 | 9.55 | 9.47 | 9.38 | 9.29 | 9.20 | 9.11 | 9.02 |
| 6 | 13.70 | 10.90 | 9.78 | 9.15 | 8.75 | 8.47 | 8.26 | 8.10 | 7.98 | 7.87 | 7.72 | 7.56 | 7.40 | 7.31 | 7.23 | 7.14 | 7.06 | 6.97 | 6.88 |
| 7 | 12.20 | 9.55 | 8.45 | 7.85 | 7.46 | 7.19 | 6.99 | 6.84 | 6.72 | 6.62 | 6.47 | 6.31 | 6.16 | 6.07 | 5.99 | 5.91 | 5.82 | 5.74 | 5.65 |
| 8 | 11.30 | 8.65 | 7.59 | 7.01 | 6.63 | 6.37 | 6.18 | 6.03 | 5.91 | 5.81 | 5.67 | 5.52 | 5.36 | 5.28 | 5.20 | 5.12 | 5.03 | 4.95 | 4.83 |
| 9 | 10.60 | 8.02 | 6.99 | 6.42 | 6.06 | 5.80 | 5.61 | 5.47 | 5.35 | 5.26 | 5.11 | 4.96 | 4.81 | 4.73 | 4.65 | 4.57 | 4.48 | 4.40 | 4.31 |
| 10 | 10.00 | 7.56 | 6.55 | 5.99 | 5.64 | 5.39 | 5.20 | 5.06 | 4.94 | 4.85 | 4.71 | 4.56 | 4.41 | 4.33 | 4.25 | 4.17 | 4.08 | 4.00 | 3.91 |
| 11 | 9.65 | 7.21 | 6.22 | 5.67 | 5.32 | 5.07 | 4.89 | 4.74 | 4.63 | 4.54 | 4.40 | 4.25 | 4.10 | 4.02 | 3.94 | 3.86 | 3.78 | 3.69 | 3.60 |
| 12 | 9.33 | 6.93 | 5.95 | 5.41 | 5.06 | 4.82 | 4.64 | 4.50 | 4.39 | 4.30 | 4.16 | 4.01 | 3.86 | 3.78 | 3.70 | 3.62 | 3.54 | 3.45 | 3.36 |
| 13 | 9.07 | 6.70 | 5.74 | 5.21 | 4.86 | 4.62 | 4.44 | 4.30 | 4.19 | 4.10 | 3.96 | 3.82 | 3.66 | 3.59 | 3.51 | 3.43 | 3.34 | 3.25 | 3.17 |
| 14 | 8.86 | 6.51 | 5.56 | 5.04 | 4.70 | 4.45 | 4.28 | 4.14 | 4.03 | 3.94 | 3.80 | 3.65 | 3.51 | 3.43 | 3.35 | 3.27 | 3.18 | 3.09 | 3.00 |
| 15 | 8.68 | 6.36 | 5.42 | 4.89 | 4.56 | 4.32 | 4.14 | 4.00 | 3.89 | 3.80 | 3.67 | 3.52 | 3.37 | 3.29 | 3.21 | 3.13 | 3.05 | 2.96 | 2.87 |
| 16 | 8.53 | 6.23 | 5.29 | 4.77 | 4.44 | 4.20 | 4.03 | 3.89 | 3.78 | 3.69 | 3.55 | 3.41 | 3.26 | 3.18 | 3.10 | 3.02 | 2.93 | 2.84 | 2.75 |
| 17 | 8.40 | 6.11 | 5.19 | 4.67 | 4.34 | 4.10 | 3.93 | 3.79 | 3.68 | 3.59 | 3.45 | 3.31 | 3.16 | 3.08 | 3.00 | 2.92 | 2.83 | 2.75 | 2.66 |
| 18 | 8.29 | 6.01 | 5.09 | 4.58 | 4.25 | 4.01 | 3.84 | 3.71 | 3.60 | 3.51 | 3.37 | 3.23 | 3.08 | 3.00 | 2.92 | 2.84 | 2.75 | 2.66 | 2.57 |
| 19 | 8.19 | 5.93 | 5.01 | 4.50 | 4.17 | 3.94 | 3.77 | 3.63 | 3.52 | 3.43 | 3.30 | 3.15 | 3.00 | 2.92 | 2.84 | 2.76 | 2.67 | 2.58 | 2.49 |
| 20 | 8.10 | 5.85 | 4.94 | 4.43 | 4.10 | 3.87 | 3.70 | 3.56 | 3.46 | 3.37 | 3.23 | 3.09 | 2.94 | 2.86 | 2.78 | 2.69 | 2.61 | 2.52 | 2.42 |
| 21 | 8.02 | 5.78 | 4.87 | 4.37 | 4.04 | 3.81 | 3.64 | 3.51 | 3.40 | 3.31 | 3.17 | 3.03 | 2.88 | 2.80 | 2.72 | 2.64 | 2.55 | 2.46 | 2.36 |
| 22 | 7.95 | 5.72 | 4.82 | 4.31 | 3.99 | 3.76 | 3.59 | 3.45 | 3.35 | 3.26 | 3.12 | 2.98 | 2.83 | 2.75 | 2.67 | 2.58 | 2.50 | 2.40 | 2.31 |
| 23 | 7.88 | 5.66 | 4.76 | 4.26 | 3.94 | 3.71 | 3.54 | 3.41 | 3.30 | 3.21 | 3.07 | 2.93 | 2.78 | 2.70 | 2.62 | 2.54 | 2.45 | 2.35 | 2.26 |
| 24 | 7.82 | 5.61 | 4.72 | 4.22 | 3.90 | 3.67 | 3.50 | 3.36 | 3.26 | 3.17 | 3.03 | 2.89 | 2.74 | 2.66 | 2.58 | 2.49 | 2.40 | 2.31 | 2.21 |
| 25 | 7.77 | 5.57 | 4.66 | 4.18 | 3.86 | 3.63 | 3.46 | 3.32 | 3.22 | 3.13 | 2.99 | 2.85 | 2.70 | 2.62 | 2.53 | 2.45 | 2.36 | 2.27 | 2.17 |
| 30 | 7.56 | 5.39 | 4.51 | 4.02 | 3.70 | 3.47 | 3.30 | 3.17 | 3.07 | 2.98 | 2.84 | 2.70 | 2.55 | 2.47 | 2.39 | 2.30 | 2.21 | 2.11 | 2.01 |
| 40 | 7.31 | 5.16 | 4.31 | 3.83 | 3.51 | 3.29 | 3.12 | 2.99 | 2.89 | 2.80 | 2.66 | 2.52 | 2.37 | 2.29 | 2.20 | 2.11 | 2.02 | 1.92 | 1.80 |
| 60 | 7.08 | 4.98 | 4.13 | 3.66 | 3.34 | 3.12 | 2.95 | 2.82 | 2.72 | 2.63 | 2.50 | 2.35 | 2.20 | 2.12 | 2.03 | 1.94 | 1.84 | 1.73 | 1.60 |
| 120 | 6.85 | 4.79 | 3.95 | 3.48 | 3.17 | 2.95 | 2.79 | 2.66 | 2.56 | 2.47 | 2.34 | 2.19 | 2.03 | 1.95 | 1.86 | 1.76 | 1.65 | 1.53 | 1.38 |
| ∞ | 6.63 | 4.61 | 3.78 | 3.32 | 3.02 | 2.80 | 2.64 | 2.51 | 2.41 | 2.32 | 2.18 | 2.04 | 1.88 | 1.79 | 1.70 | 1.59 | 1.47 | 1.32 | 1.00 |

TABLA 2.9.- Distribución acumulada de probabilidades F, para un nivel de significancia $\alpha = 0.01$ (Ref. 16)

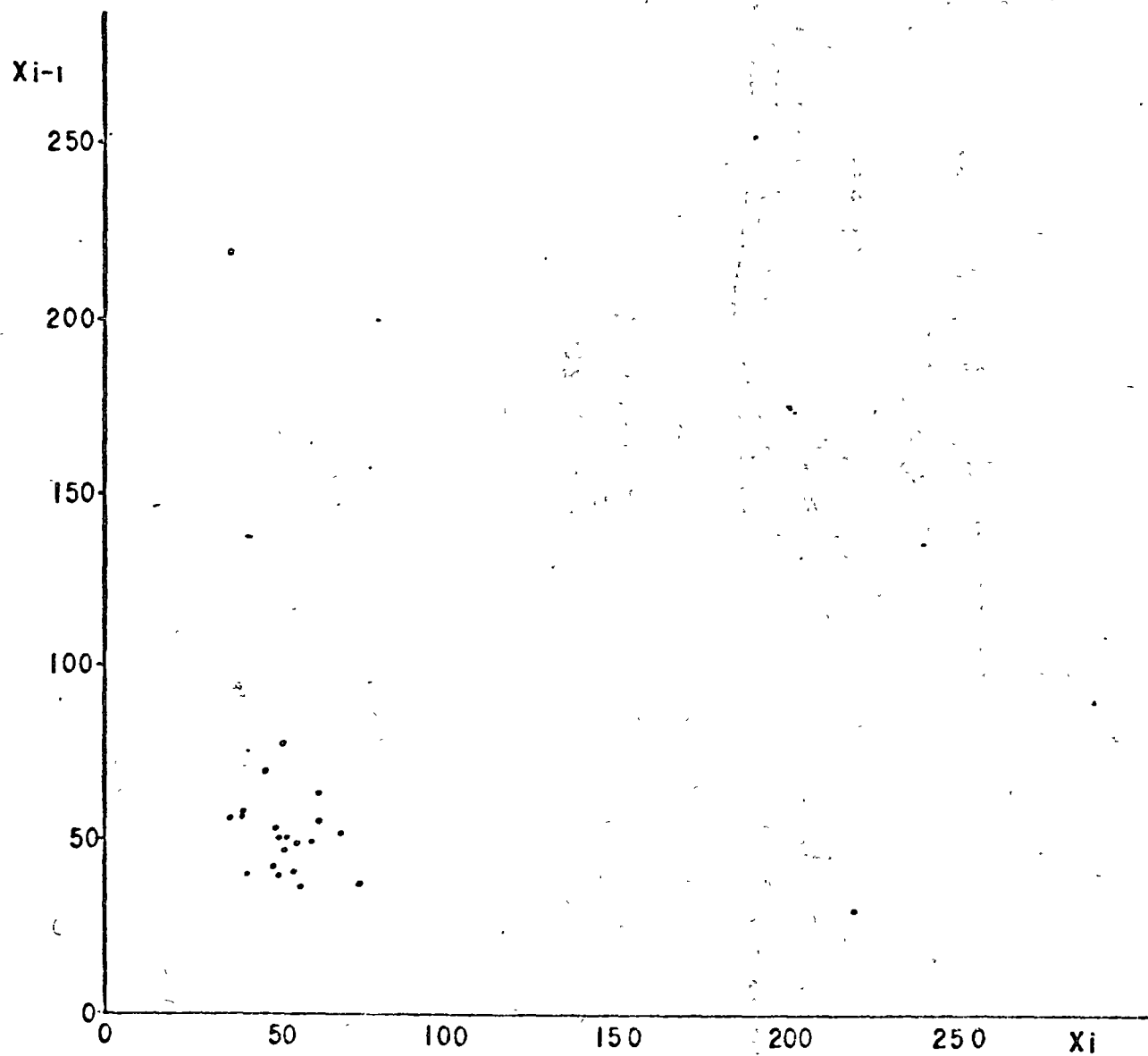
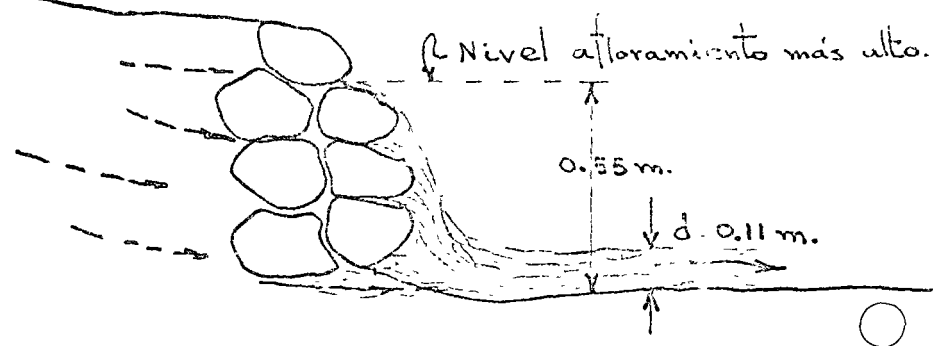


Fig 2 23 - Gráfico de $X_i - X_{i-1}$ para probar la independencia de los valores del registro histórico.

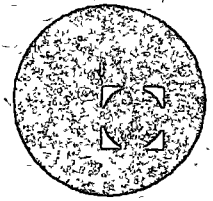
Gasto máximo = 30 l.p.s.
Gasto mínimo = 20 "



PERFIL
ESC. 1:20



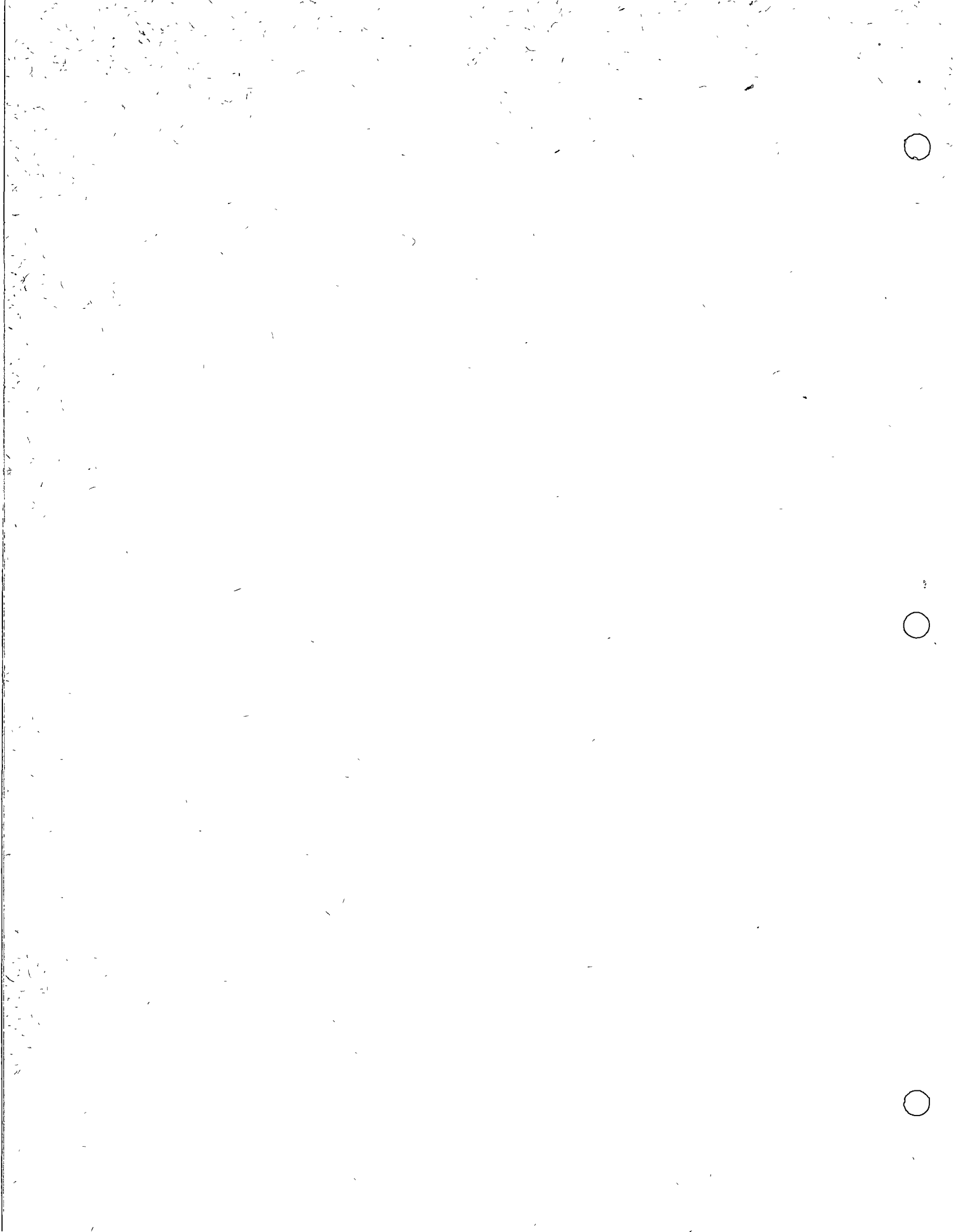
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CURSO DE ACTUALIZACION PARA PERSONAL PROFESIONAL S. O. P.

HIDROLOGIA Y DRENAJE

GRAFICAS HIDRAULICAS PARA EL DISEÑO DE
ALCANTARILLAS.



GRAFICOS HIDRAULICOS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLAS

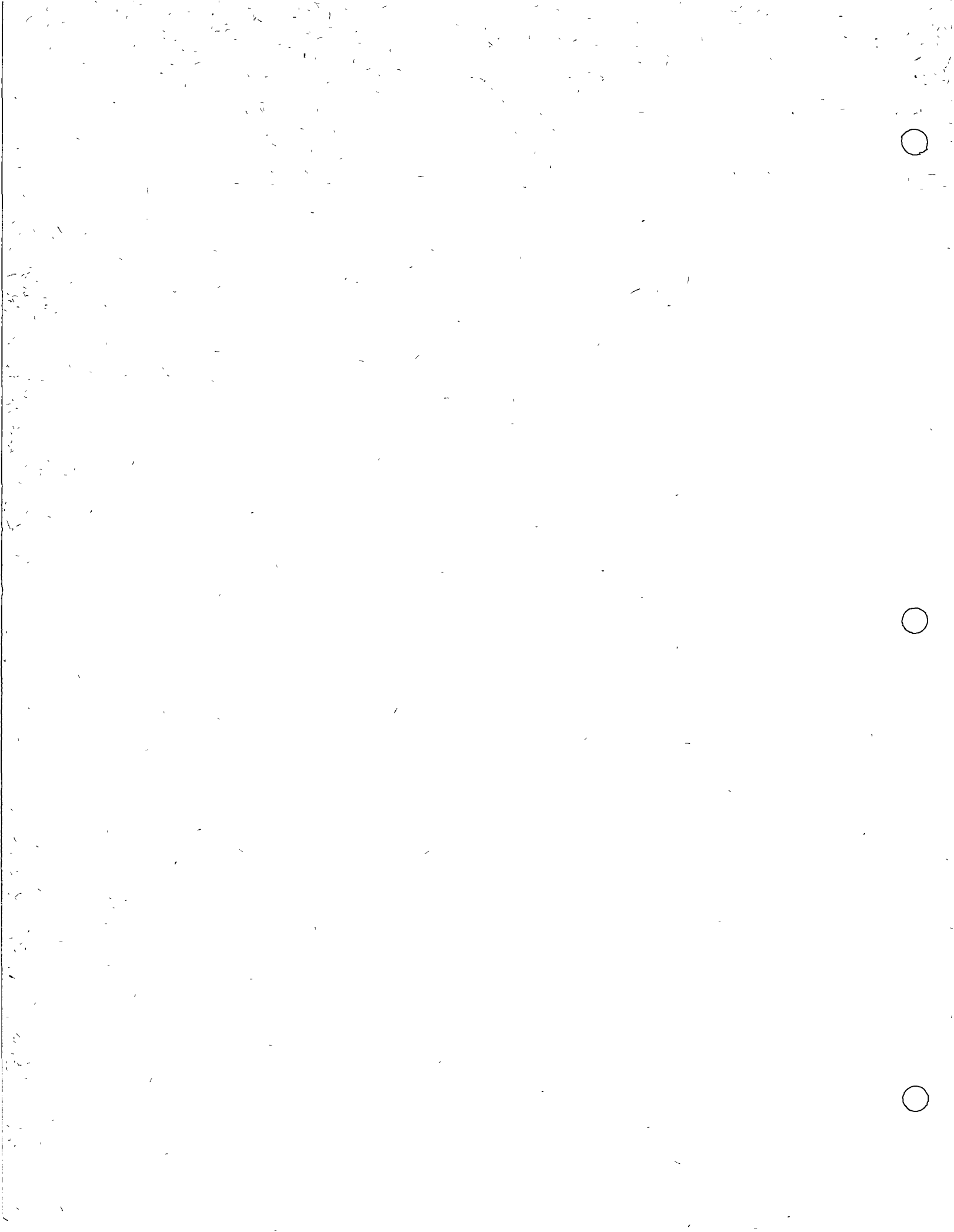
Circular de Ingeniería Hidráulica Nº 5 - Abril de 1964 (x)
del Bureau of Public Roads. (E.E.U.U.)

I N D I C E

| | Página . |
|---|----------|
| Introducción. | - 1 |
| Hidráulica de las alcantarillas. | - 1 |
| Escorrentamiento en alcantarillas con control de entrada. | - 3 |
| Escorrentamiento en alcantarillas con control de salida. | - 5 |
| Cálculo de la profundidad de la corriente aguas abajo a la salida de la alcantarilla. | - 10 |
| Velocidad de la corriente en alcantarilla. | - 11 |
| Curvas de funcionamiento. | - 12 |
| Embocaduras y capacidad de descarga de alcantarillas. | - 12 |
| Procedimiento para la selección de las dimensiones de la alcantarilla. | - 14 |
| Nomogramas. para control de entrada. | - 18 |
| Instrucciones para su uso. | - 18 |
| Gráficos Nros. 1 al 7. | 20 - 27 |
| Nomogramas para control de salida. | - 28 |
| Instrucciones para su uso. | - 28 |
| Gráficos Nros. 8 al 20. | 30 a 42 |
| Apendices. | |
| A : Curvas de funcionamiento. | - 43 |
| B : Tablas. | |
| 1 - Coeficientes de pérdidas de carga a la entrada. | - 46 |
| 2 - Valores de la rugosidad "n" de Manning para cauces naturales. | - 47 |
| C : Problemas ilustrativos. | - 48 |
| (x). Edición revisada de las de Setiembre de 1961 y Agosto de 1963. | |

Preparado por la sección Hidráulica - División Puentes, Oficina de Ingeniería y Operaciones, Bureau of Public Roads, Washington, D. C. 20235.-

(Traducido al castellano por el Ing^o Federico G.O. Rihle - Dirección Nacional de Vialidad - República Argentina).-



GRAFICOS HIDRAULICOS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLAS.

Preparados por Lester A. Kerr, Jefe de la Sección Hidráulica, División Puentes, en colaboración con Herbert G. Bossy, Ingeniero de Caminos, División de Investigaciones Hidráulicas. "Bureau of Public Roads".-

(Traducido al castellano por el Ing^o Federico G.O. Rñho.- Dirección Nacional de Vialidad - República Argentina).-

I n t r o d u c c i ó n

El diseño de alcantarillas para caminos, está determinado por varios factores, entre los que se incluyen los picos estimados de las crecientes, el comportamiento hidráulico, la adecuada elección estructural, y sobre todo, los costos de construcción y mantenimiento.-

Esta circular, contiene un breve análisis del comportamiento hidráulico de alcantarillas de uso corriente y gráficos para su dimensionamiento, bajo un conjunto de condiciones dadas. Se agregan también, instrucciones para el uso de los gráficos, sin pretender que éstos cubran todas las etapas del diseño de las alcantarillas. En circulares subsiguientes se incluirán alcantarillas en las que se ha modificado la embocadura o la salida con el fin de incrementar su eficiencia, o para ser aplicadas en emplazamientos particulares.-

Para mayor simplicidad, se han introducido algunas hipótesis aproximativas en el procedimiento de diseño hidráulico. Estas aproximaciones, son analizadas en los correspondientes apartados de esta circular.-

Para este análisis, las alcantarillas de uso corriente, son las ejecutadas comunmente, tales como las circulares, alcantarillas - bóvedas y ovaladas, tanto de hormigón como metálicas, y alcantarillas rectangulares de hormigón.- Se admite, que todas estas alcantarillas, tienen un conducto de sección transversal uniforme.-

La entrada, puede consistir en el conducto de la alcantarilla, prolongado fuera del terraplén, (embocadura saliente), o cortado en bisel, según la pendiente de los taludes.- Algunas alcantarillas tienen muros de cabecera, de ala y plateas de entrada, o entradas "standard" metálicas, o de hormigón. Se consideran en esta circular los tipos mas comunes de alcantarillas de uso corriente.-

Hidráulica de las alcantarillas.

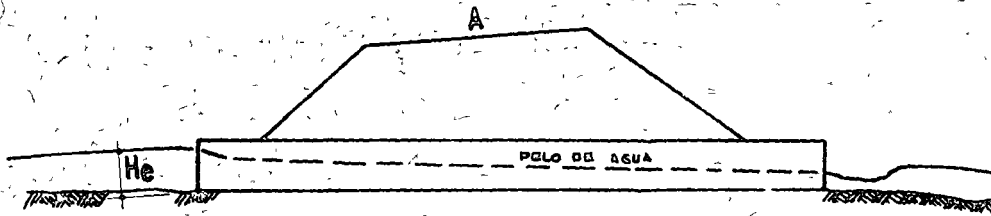
Los ensayos de laboratorio y las observaciones en el terreno, han puesto de manifiesto dos formas fundamentales típicas de escurrimiento en alcantarillas: 1^a, escurrimiento con control de entrada y 2^a, escurrimiento con control de salida.-

Para cada uno de los tipos de control, se aplican diferentes factores y fórmulas para determinar la capacidad hidráulica de una alcantarilla.- Con control de entrada, son de primordial importancia, la sección transversal del conducto, la geometría de la embocadura y la profundidad del agua a la entrada o altura del remanso. Con control a la salida se debe tener en cuenta, además, el nivel del agua en el cauce a la salida y la pendiente, rugosidad y largo del conducto.-

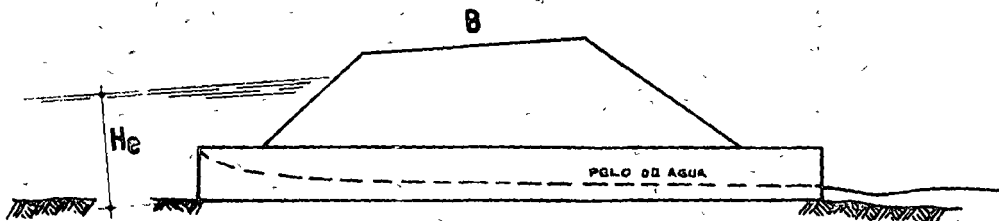
Es posible determinar, por medio de complicados cálculos hidráulicos, el tipo probable de control de escurrimiento, bajo el cual funcionará una alcantarilla para un conjunto de condiciones dadas.-

Puede evitarse efectuar esos cálculos, determinando la profundidad del agua en la embocadura, de acuerdo a los gráficos de esta circular, para cada tipo de control, a la entrada y a la salida, y luego adoptar el valor mas alto de dicha profundidad, que indicará el tipo de control que la determina.-

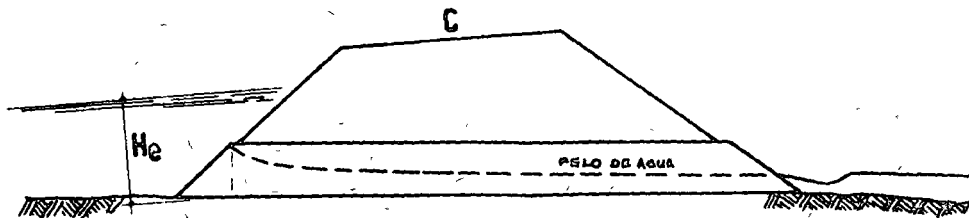
///



embocadura saliente no sumergida



embocadura saliente sumergida



embocadura cortada a bisel sumergida

ESCURRIMIENTO CON CONTROL DE ENTRADA

FIGURA 1

///.

Este método para determinar el tipo de control es correcto, excepto para unos pocos casos, en los cuales la profundidad del agua en la entrada, es aproximadamente la misma para ambos tipos de control.-

En los apartados que siguen, se analizan brevemente los escurrimientos bajo los controles de entrada y salida, dándose los procedimientos para la aplicación de los gráficos.-

Escorrimento en alcantarillas con control de entrada.

El control de entrada, significa que la capacidad de descarga de una alcantarilla, está regida en su entrada, por la profundidad del remanso (H_0) y por la geometría de la embocadura, que incluye la forma y área de la sección transversal del conducto, y el tipo de aristas de aquella. En las figuras 1A y 1B, se muestran esquemas de escurrimiento con control de entrada, en alcantarillas con embocadura saliente, libre y sumergida respectivamente.- La figura 1C muestra una alcantarilla con embocadura sumergida cortada en bisel, con control de entrada.-

Con control de entrada, la rugosidad y el largo del conducto y las condiciones de la salida, (incluyendo la profundidad del agua inmediatamente aguas abajo H_0) no son factores que determinen la capacidad de la alcantarilla. Un aumento de la pendiente del conducto, reduce la profundidad del remanso de entrada en una cantidad ínfima, de manera que cualquier corrección por pendiente, puede ser despreciada para alcantarillas de uso corriente o comunmente utilizadas, escurriendo bajo control de entrada.-

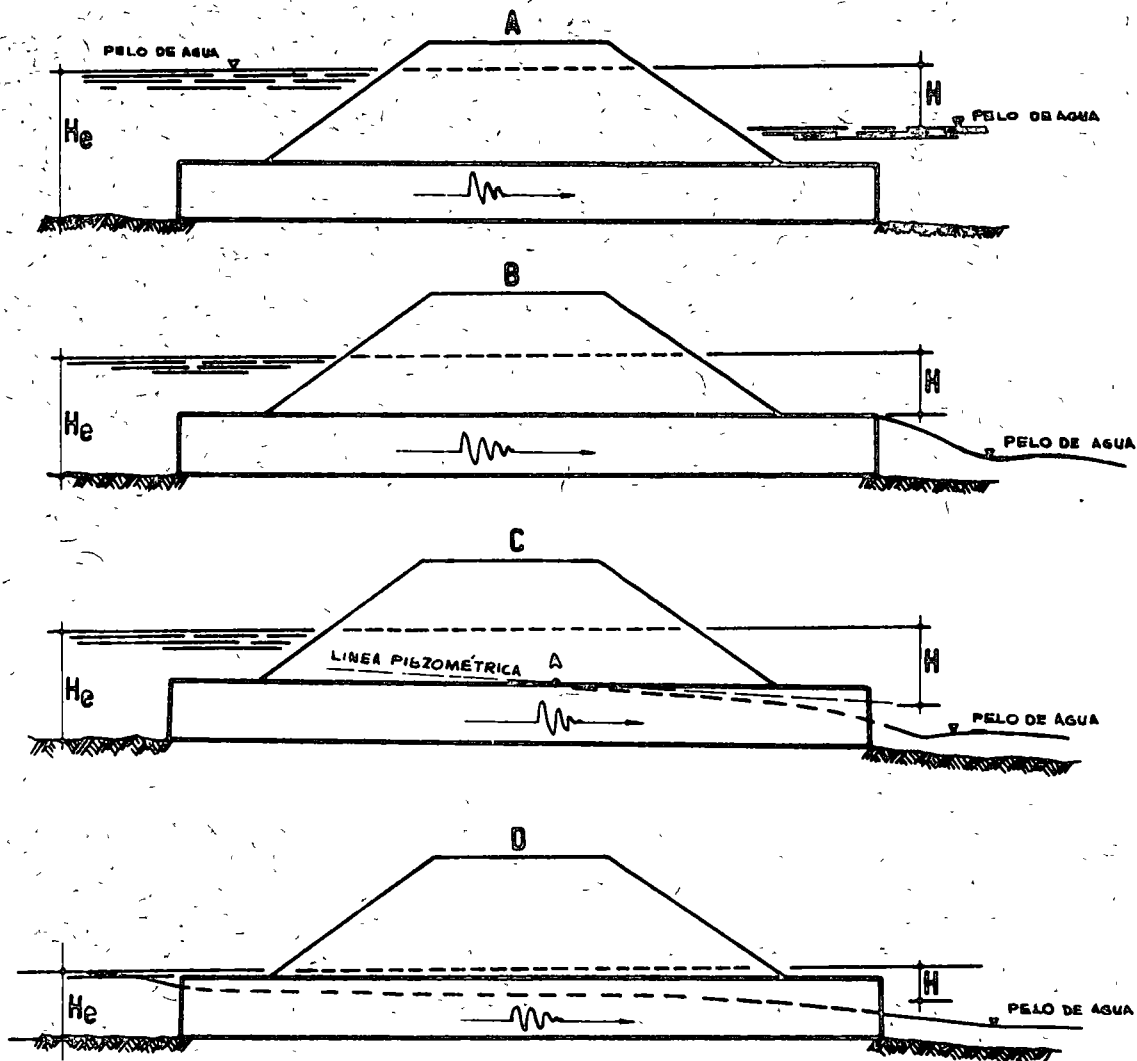
En todo diseño de alcantarillas, un importante factor en la capacidad de descarga, es la profundidad del agua a la entrada, o profundidad del remanso.-

La profundidad del remanso (H_0), es la distancia vertical desde el umbral de la alcantarilla, en la entrada, hasta la línea de energía total en dicho remanso (profundidad + altura cinética). Debido a las pequeñas velocidades de la corriente en los remansos y a la dificultad en determinar la altura cinética para todos los escurrimientos, se admite que el pelo de agua y la línea de energía total coinciden, lo que significa que las profundidades del remanso obtenidas de los gráficos de ésta circular, pueden ser mayores que las que se presentan en algunos casos prácticos. A los fines de medir la profundidad del remanso, se entiende por umbral de la alcantarilla a la entrada, el punto más bajo de la abertura donde comienza la sección transversal completa del conducto.-

Las relaciones entre profundidad de remanso y caudal de descarga, para varios tipos de alcantarillas, de caños circulares y abovedados, escurriendo con control de entrada, están basadas en ensayos de laboratorio sobre modelos y verificados en algunos casos por ensayos sobre prototipos. Estas investigaciones, están relatadas en el informe Nº 4444 1/ del "National Bureau of Standards" titulado "Hydraulics Characteristics of Commonly Used Pipes Entrances", por John L. French y "Hydraulics of Conventional Highway Culverts" por H.G. Bossy 2/.- Para alcantarillas "de cajón", con muros de cabecera y muros de ala, los resultados experimentales están consignados en un informe no publicado del "U.S. Geological Survey".-

1/: Disponible en préstamo en la "División of Hydraulic Research, Bureau of Public Roads.-

2/: Presentado en la Décima Reunión Nacional de la División Hidráulica. A.S.C.E.- Agosto de 1961. Disponible en préstamo, en la División of Hydraulic Research. Bureau of Public Roads.-



ESCURRIMIENTO CON CONTROL DE SALIDA

FIGURA 2

///.

Estos resultados fueron analizados por la División de Investigaciones Hidráulicas del "Bureau of Public Roads", que preparó los nomogramas para determinar la capacidad de descarga de las alcantarillas con control de entrada. Estos nomogramas, gráficos números 1 al 6, dan para un amplio rango de valores, las relaciones: Profundidad del remanso - caudal de descarga, para la mayor parte de las alcantarillas de uso corriente en las que la corriente escurre bajo control de entrada. En esta edición revisada se ha incluido el gráfico N° 7, examinado en la página 12, para hacer resaltar la importancia del abocinamiento de la embocadura, en alcantarillas que escurren con control de entrada.-

Escurrimiento en alcantarillas con control de salida.

El escurrimiento en alcantarillas con control de salida, puede presentarse con conducto lleno o parcialmente lleno, ya sea en una porción o en toda su longitud (fig.2).- Si cualquiera de las secciones transversales de la alcantarilla a lo largo de toda su longitud, está llena, se dice que la alcantarilla escurre llena (figuras 2A y 2B).- Las figuras 2C y 2D muestran otros tipos de escurrimiento con control de salida.- Los procedimientos desarrollados en esta circular, permiten la exacta determinación de la profundidad del agua, a la entrada, para las condiciones de escurrimiento expuestas en las figuras 2A; 2B y 2C.- El método aplicado para el escurrimiento parcialmente lleno de la figura 2D, da profundidades del remanso a la entrada, de exactitud decreciente, a medida que disminuye dicha profundidad.-

La altura de carga H, (fig. 2A), o energía requerida para hacer circular una cantidad dada de agua a través de la alcantarilla, escurriendo llena con control de salida, está compuesta de tres partes principales. Estas tres partes usualmente expresadas en metros, incluyen la altura de velocidad (o cinética) h_v , la pérdida de carga a la entrada h_0 , y la pérdida de carga por fricción o rozamiento h_f .- Esta energía se obtiene del remanso de entrada y se expresa con la siguiente ecuación:

$$H = h_v + h_0 + h_f \quad (1)$$

La altura de velocidad o cinética h_v , es igual a $\frac{V^2}{2g}$, donde V es la velocidad media en el conducto (La velocidad media es igual al caudal de descarga Q en m3/seg. dividido por el área A en m2 de la sección transversal del conducto).-

La pérdida de entrada h_0 , depende de la geometría de las aristas de la embocadura.- Esta pérdida puede expresarse como una fracción k_0 de la altura cinética, o sea $h_0 = k_0 \frac{V^2}{2g}$. Los coeficientes de pérdida de carga a la entrada, están dados en

la tabla 1 del apéndice B (Pag. 46), para varios tipos de embocadura con control de salida.-

La pérdida de carga por fricción h_f , es la energía requerida para que la corriente venza la rugosidad del conducto.- La pérdida h_f se puede expresar de diversas maneras.- Como muchos ingenieros de caminos están familiarizados con la rugosidad n de Manning, se aplica la expresión siguiente, en metros:

$$h_f = \frac{2g \cdot n^2 \cdot L}{R^{4/3}} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

En la cual:

///

- ///.
- n: Coeficiente de rugosidad de Manning (Ver nomogramas y valores de la página 29).-
 - L: Longitud del conducto (m).-
 - V: Velocidad media en el conducto (m/seg).-
 - g: Aceleración de la gravedad (9,8m/seg²).-
 - R: Radio hidráulico o $\frac{A}{P}$ (m).-

en donde.

- A: Área de la sección transversal del conducto lleno (m²).-
- P: Perímetro mojado (m).-

Sustituyendo en la ecuación (1) y simplificando, obtenemos para escurrimiento a conducto lleno,

$$H = \left(1 + k_e + \frac{19,6n^2 L}{R^{4/3}} \right) \frac{V^2}{2g} \quad (2)$$

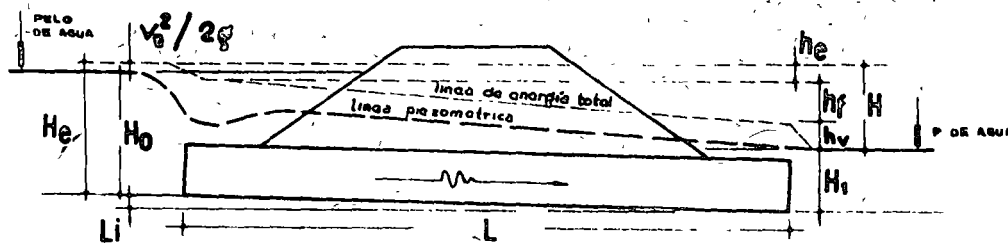


FIGURA 3

La figura 3 muestra los términos de la ecuación (2), la línea de energía total, la línea piezométrica, y la profundidad del remanso H_0 .- La línea de energía total representa la altura total de energía en cualquier punto a lo largo del conducto. La línea piezométrica se puede definir por los niveles que alcanzaría el agua, en pequeños tubos verticales que arrancaran a lo largo de las paredes del conducto.- Para secciones uniformes, las líneas de energía total y piezométrica, son paralelas, excepto en la inmediata vecindad de la embocadura, donde la vena líquida se contrae y reexpande.- La diferencia de altura entre ambas líneas, es la altura cinética $\frac{V^2}{2g}$.-

Se deduce H , igualando la energía total en el remanso de entrada, con la suma de la energía en el punto de salida, y las pérdidas de carga entre ambos puntos.- Con referencia a la figura 3 y usando el umbral de la alcantarilla como plano de comparación, obtenemos:

///.

$$H_0 + \frac{V_0^2}{2g} + L_1 = H_1 + H_v + h_0 + h_f$$

donde H_0 y H_1 : profundidades del agua según muestra la figura 3.-

$\frac{V_0^2}{2g}$: altura cinética en el remanso de entrada.-

L_1 : longitud de la alcantarilla por la pendiente del fondo.-

luego

$$H_0 + \frac{V_0^2}{2g} + L_1 - H_1 = h_v + h_0 + h_f$$

y

$$H = H_0 + \frac{V_0^2}{2g} + L_1 - H_1 = h_v + h_0 + h_f$$

De acuerdo a este desarrollo y a la figura 3, la altura H es la diferencia entre los niveles de la línea de energía total en la entrada y la línea piezométrica en la salida.- Como la altura cinética próxima a la embocadura es comúnmente pequeña cuando se produce el remanso, la altura a que llega el agua en la entrada, puede considerarse igual a la de la línea de energía total. De esta manera los niveles y profundidades de dicho remanso, tal como se obtienen con los procedimientos de esta circular, bajo control de salida, pueden ser algo mayores que los reales. Como aproximación, se admite, en consecuencia, que la profundidad del remanso es la distancia vertical desde el umbral de la alcantarilla en la embocadura, hasta el pelo de agua, (líneas piezométrica) suponiéndola coincidente con la línea de energía total,

($H_0 = H_0 + \frac{V_0^2}{2g}$ según figura 3).-

La ecuación (2) puede ser resuelta rápidamente en H , con el uso de los nomogramas de escurrimiento lleno, gráficos Nros. 8 al 14.- Cada uno de ellos ha sido confeccionado para una determinada forma y material del conducto, y un particular valor de n , tal como se advierte en los gráficos. Pueden ser usados para otros valores de n , aplicando una longitud modificada del conducto, de la manera indicada en las instrucciones (página 28) referentes al uso de los nomogramas de escurrimiento lleno.

Para el diseño de alcantarillas, se requiere ante todo obtener la profundidad H_0 del remanso de entrada.- Hallando el valor de la altura de carga H , mediante los nomogramas, o por la ecuación (2), se ha resuelto solo parcialmente, el problema de obtener H_0 . En el caso de la figura 2A o figura 3, donde la salida está totalmente sumergida, el nivel del remanso de entrada (suponiéndolo coincidente con la línea de energía total), se encuentra sumando H al nivel del agua en la salida.- la profundidad H_0 será entonces, la diferencia de niveles, entre la superficie libre del remanso y el umbral de la alcantarilla, en la entrada.-

Cuando el nivel de la corriente inmediatamente aguas abajo de la salida, se encuentra por debajo del dintel de la alcantarilla, la condición de salida sumergida analizada precedentemente, no existe y la determinación de H_0 , se hace algo más difícil.- Para analizar esta condición de escurrimiento con control de salida, se admitirá que el nivel de aguas abajo, ha disminuído de manera tal, que no influye en la descarga. (El efecto del nivel de aguas abajo se analizará mas adelante).- Los tipos corrientes de escurrimiento con bajos niveles de agua a la salida, se muestran en las figuras 2B, 2C y 2D.- Cada una de estas condiciones de escurrimiento, dependen del caudal de descarga y de la forma de la sección transversal del conducto.- Cada condición se analizará por separado.-

///.

El escurrimiento lleno a la salida, figura 2B, solamente ocurrirá con los más altos caudales de descarga.- Los gráficos Nros. 15 a 20, se acompañan para facilitar la determinación de las condiciones de escurrimiento, a conducto lleno.- Las curvas de dichos gráficos, dan la profundidad del agua a la salida para una descarga dada, con escurrimiento bajo control de salida. Esta profundidad, se denomina profundidad crítica h_c . Cuando el caudal de descarga, es suficiente como para obtener una profundidad crítica igual a la altura del conducto, en la salida, se producirá el escurrimiento lleno tal como se indica en la figura 2B. La línea piezométrica pasará por el dintel de la salida para todo derrame mayor que el que produce una profundidad crítica, igual a la altura del conducto.- Para calcular el nivel de agua a la entrada, la altura H puede ser medida desde el dintel de salida de la alcantarilla.-

Quando la profundidad crítica, cae por debajo del dintel de salida, la superficie libre de la corriente se abate, tal como se muestra en las figuras 2C y 2D, dependiendo en cada caso del caudal de descarga. En estas condiciones, la exacta determinación de la profundidad del agua a la entrada, requeriría calcular el trazado de la curva de remanso.- Estos cálculos son tediosos e insumen mucho tiempo por lo cual de ser posible deberían evitarse.- Afortunadamente, la profundidad del agua a la entrada, en el caso expuesto en la figura 2C, puede ser hallada, usando los nomogramas e instrucciones de ésta circular.-

Para encontrarse en las condiciones de escurrimiento postradas en la figura 2C, la alcantarilla debe escurrir llena, en parte de su longitud. La línea piezométrica para la porción llena, pasará por el punto en que la corriente se separa de la parte superior del conducto, representado por el punto A de la figura 2c.- Se demuestra, por cálculos de la curva de remanso, que si se prolonga en recta la línea piezométrica, cortará el plano de la sección transversal de salida, en un punto situado por encima de la superficie libre de la corriente, que en dicho sitio tiene la profundidad crítica. Este punto se encuentra aproximadamente, en la mitad de la distancia, entre el dintel de la alcantarilla y la profundidad crítica. La prolongación de la recta mencionada precedentemente, puede considerarse como una línea piezométrica equivalente, y H_0 , determinada por la ecuación (2) o los nomogramas, puede ser sumado al nivel de aquel punto, para obtener la cota de la superficie del remanso de entrada.-

La condición de escurrimiento lleno en parte de la longitud del conducto, figura 2C, se producirá cuando la profundidad del agua a la entrada H_0 , medida desde el nivel de la superficie del remanso hallado mas arriba, es igual, o mayor que la cantidad

$$D + (1 + k_e) \frac{V^2}{2g}$$

donde V es la velocidad media para la sección transversal llena del conducto; k_e la pérdida de carga en la entrada; y D la altura interior de la alcantarilla.- Si H_0 es menor que el valor precedentemente consignado, la corriente presentará una superficie libre en toda la longitud del conducto. (figura 2D).-

Para obtener con precisión la profundidad H_0 , en las condiciones de escurrimiento de la figura 2D, deberá recurrirse al cálculo de la curva de remanso. Los detalles de este cálculo, no se consignan en esta circular. En cambio la solución

///.

///.

aplicada, es la misma que la dada para las condiciones de escurrimiento de la figura 2C, con la reserva de que la precisión en la medida de la profundidad H_3 , disminuye a medida que decrece el caudal de descarga. A los fines del diseño, este método es generalmente satisfactorio para profundidades del remanso de entrada mayores de $0,75 D$, en donde D es la altura del conducto.- En la circular N° 10 de Ingeniería Hidráulica, se encuentran gráficos de capacidad de descarga de alcantarillas, que dan soluciones más fáciles y precisas, para el escurrimiento a superficie libre.-

La profundidad H_3 puede ser expresada por una misma ecuación para todas las condiciones de escurrimiento con control de salida, cualquiera sea el nivel de la superficie libre aguas abajo de la salida.- Esto se lleva a cabo, llamando H_1 a la dimensión vertical, comprendida entre el umbral de salida hasta el punto desde el cual se mide H . La expresión de la profundidad H_3 será entonces:

$$H_3 = H \div H_1 - Li \quad (3)$$

Todos los términos de esta ecuación se miden en metros.- H se calcula de la ecuación (2) o se halla aplicando los nomogramas de escurrimiento lleno.- L es la longitud de la alcantarilla en metros e i su pendiente, en metros por metro.- La distancia H_1 se analizará en los párrafos siguientes, para las diversas condiciones de escurrimiento con control de salida.- H_3 es la profundidad en el remanso de entrada, medida hasta el umbral de la alcantarilla.-

Cuando el nivel superficial de la corriente, inmediatamente aguas abajo de la salida, iguala o sobrepasa el dintel de la alcantarilla, figura 2A, H_1 es igual a dicha profundidad H_3 .- Esta es la distancia vertical, en metros, desde el umbral de salida, hasta la superficie libre del agua, en el cauce.- Las relaciones entre H_3 y los demás términos de la ecuación (3) están ilustradas en la figura 4.

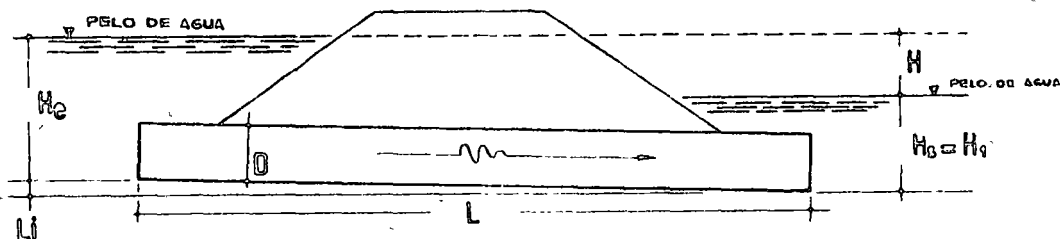


FIGURA 4

Si el nivel de la superficie libre del cauce aguas abajo, se encuentra de bajo del dintel de salida, figuras 2B, 2C y 2D, H_1 es más difícil de determinar, ya que deben considerarse el derrame, tamaño y forma de la alcantarilla, y el menciónado nivel libre de la corriente, en la salida.- En estos casos, H_1 es el mayor de los valores: 1º) la profundidad H_3 definida mas arriba y 2º) el valor $\frac{h_c \div D}{2}$. Esta

última expresión, es la distancia desde el umbral a la línea piezométrica equivalente, analizada anteriormente y en la cual h_c representa la profundidad crítica, obte

///

///.

nida de los gráficos Nos. 15 al 20, y D la altura del conducto. El valor de h_0 no puede exceder nunca a D, siendo éste el límite superior de aquella fracción.- Cuando H_0 es el mayor de los dos valores, el punto correspondiente a la profundidad crítica, está lo suficientemente sumergido, como para que H_0 influya en la profundidad H_0 de entrada. En el esquema de la figura 5, se señalan los términos de la ecuación (3) para bajos niveles de H_0 . La figura 5 es similar a la figura 2C, pero una variación del caudal de descarga, puede modificar el perfil de la superficie libre de la corriente, de manera de obtener los de la figuras 2B o 2D.

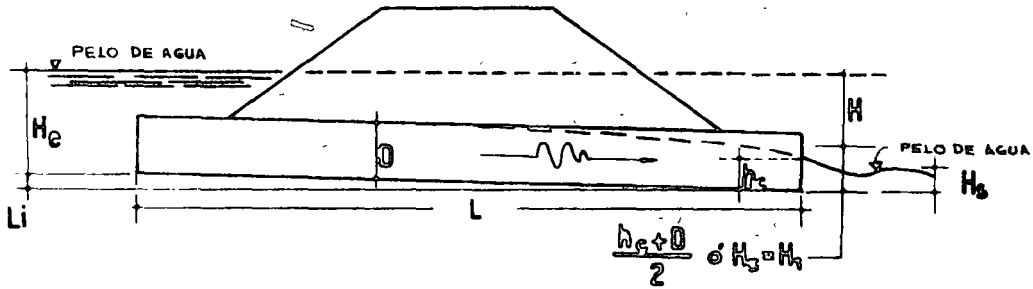


FIGURA 5

Cálculo de la profundidad de la corriente aguas abajo a la salida de la alcantarilla.

Con control de salida, la profundidad de la corriente a la salida del conducto, H_s , puede ser un importante factor en el cálculo, sea de la profundidad del remanso de entrada, o de la capacidad de descarga.- Así, en muchos casos de diseño de alcantarillas, resulta necesario determinar la profundidad de la corriente, en el cauce de salida.-

Es necesario poseer mucha capacidad de juicio y experiencia de ingeniería para evaluar las posibles profundidades aguas abajo, durante las crecientes.- Debería hacerse una inspección en el terreno para determinar posibles secciones de control aguas abajo y hallar los niveles de agua de la corriente.- Afortunadamente, la mayoría de los cauces naturales suelen ser relativamente anchos, comparados con las alcantarillas, y la profundidad del agua en el cauce, suele ser considerablemente menor que la profundidad crítica, por lo cual el nivel de la corriente aguas abajo no influye en la capacidad de descarga o nivel del remanso de entrada, no justificándose siempre, cálculos de profundidades de cauce.-

Si a la salida de las alcantarillas, el cauce tiene la sección transversal, pendiente y rugosidad razonablemente uniformes, se puede determinar aproximadamente su profundidad con la fórmula de Manning (Ver pag. 11).- En la tabla 2 - Apéndice B, página 47, se encuentran los valores de la rugosidad n de Manning para cauces naturales.- Si el nivel de la corriente está establecido por controles de aguas abajo, deben emplearse otros medios para determinar dicho nivel. Algunas veces es necesario un estudio de las relaciones nivel - canal para el curso de agua en cuestión, u obtener los datos de los niveles del espejo de agua si se trata de un dique de embalse.-

///

///.

Velocidad de la corriente en la alcantarilla

Una alcantarilla, debido a sus características, generalmente, incrementa la velocidad de una corriente respecto a la del cauce natural.- Las mas dañosas, son las altas velocidades en correspondencia con la salida de la alcantarilla, y la erosión potencial en ese punto es un aspecto que debe considerarse en el diseño de la alcantarilla.-

Se han realizado investigaciones de laboratorio sobre amortiguadores de energía para corrientes canalizadas y muchos han sido construidos, especialmente en canales de irrigación.- También se han diseñado y construido amortiguadores de energía en la salida de alcantarillas de caminos.- Como el costo de estas obras, debe sumarse al de las alcantarillas, deberán ser aplicadas solamente para prevenir o corregir serios problemas de erosión.- (Ver referencia 5, página 13).-

Es necesario requerir el juicio de ingenieros que hayan trabajado en un área particular, para determinar la necesidad de amortiguadores de energía, en la salida de alcantarillas.- Para ayudar a establecer esta necesidad, deben calcularse las velocidades de salida de la alcantarilla.- Las velocidades así calculadas, pueden compararse con las velocidades de salida de otras alternativas de diseño, con el de alcantarillas existentes, o con las velocidades de la corriente natural.- En muchos casos, la velocidad máxima en el centro del cauce, es considerablemente mayor que la velocidad media de la sección transversal completa de la corriente.- Para establecer la necesidad de protección contra la erosión, las velocidades a la salida de la alcantarilla deben ser comparadas con la máxima de la corriente.- En la mayoría de los casos, una variación en las dimensiones de la alcantarilla, no altera apreciablemente, las velocidades a la salida.-

La velocidad a la salida de alcantarillas, escurriendo con control de entrada, puede obtenerse aproximadamente, calculando la velocidad media de la sección transversal de escurrimiento en el conducto, con la fórmula de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} i^{1/2}}{n}$$

Como la profundidad de la corriente, no se conoce, es recomendable el uso de tablas, o gráficos para resolver esta ecuación, 3/.- Las velocidades de salidas obtenidas por este método, suelen ser comunmente algo mayores que las reales, debido a que la profundidad normal, admitida al aplicar la fórmula de Manning, rara vez se alcanza, en la relativamente corta longitud del promedio de las alcantarillas.- Tiene también mucha influencia en el cambio de velocidad, que ocurre en la desembocadura del conducto, la forma de la salida, incluyendo platea y muros de ala.- En cambio, el remanso producido en la desembocadura, no se considera eficaz para reducir la velocidad de salida, en la mayoría de los casos de escurrimiento con control de entrada.-

Con control de salida, la velocidad media en la salida de la alcantarilla será igual al caudal de descarga, dividido por el área de la sección transversal de la corriente en dicho lugar. Esta área de escurrimiento puede ser, ya sea la correspondiente a la de profundidad crítica, ya sea la correspondiente al nivel de la superficie libre en la salida, (siempre que este nivel caiga por debajo de la cota del dintel del conducto), o la de la sección transversal llena del conducto.-

3/: Ver referencias en página 13.-

Curvas de funcionamiento.

Aunque el procedimiento expuesto en esta circular, se aplica primordialmente a la elección del tamaño de una alcantarilla que deba descargar un cierto caudal, con una profundidad de remanso de entrada dado, se puede obtener una idea más clara de su funcionamiento, graficando las curvas: profundidad a la entrada - caudal de descarga, para diversos rangos de descargas y pendientes del conducto. Dichas curvas, denominadas de funcionamiento, pueden utilizarse también para cotejar el modo de operar de alcantarillas de diversos tipos y dimensiones.- Su construcción está descrita en el apéndice A, página 43.-

Embocaduras y capacidad de descarga de alcantarillas

La forma de la embocadura, la geometría de las aristas y la oblicuidad de la entrada, afectan la capacidad de descarga de la alcantarilla.- Tanto la forma, como la geometría de las aristas, han sido examinadas en recientes investigaciones, pero ha sido analizado. Los resultados muestran que la geometría de las aristas de la embocadura, tiene una particular importancia, cuando el escurrimiento en la alcantarilla se realiza bajo control de entrada. Se puede realizar una comparación entre diversos tipos de embocaduras, con los gráficos Nros. 2 y 5.-

El tipo de entrada tiene cierto efecto en la capacidad de descarga de una alcantarilla escurriendo bajo control de salida, pero generalmente la geometría de las aristas es menos importante que con escurrimientos con control de entrada.-

Tal como se muestra en el nomograma con control de entrada del gráfico N° 5, la capacidad de una alcantarilla caño, de pared delgada y embocadura saliente, puede ser aumentada construyendo un muro de cabecera.- La capacidad de la misma alcantarilla de borde delgado puede ser incrementada aún más, si se redondea o abocina la embocadura o chanflea los bordes, ya sea por medio de la aplicación de pieza de entrada, o por la ejecución de estos mejoramientos en el mismo muro de cabecera. Aunque la investigación de estas embocaduras perfeccionadas no ha sido completada, hay resultados experimentales suficientes, que fueron aprovechados en la confección del gráfico N° 7, un nomograma para escurrimiento con control de entrada, en alcantarillas circulares con embocaduras achaflanadas. En dicho gráfico se ilustran esquemas con las dimensiones de dos posibles chanfles.- Aunque no se hayan preparado nomogramas para alcantarillas con secciones de otra forma, la capacidad de alcantarillas de cajón puede ser incrementada con pequeño aumento de costo, chanfleando el muro de cabecera.- Para calcular las profundidades del remanso de entrada, en alcantarillas de caños con control de salida, se deberá tomar $k_e = 0,25$ para las de metal corrugado y 0,2 para las de hormigón, cuando su embocadura tiene el chanfle indicado más arriba.-

La figura 6 muestra una fotografía de un chanfle ejecutado en el muro de una alcantarilla - caño de metal corrugado.-

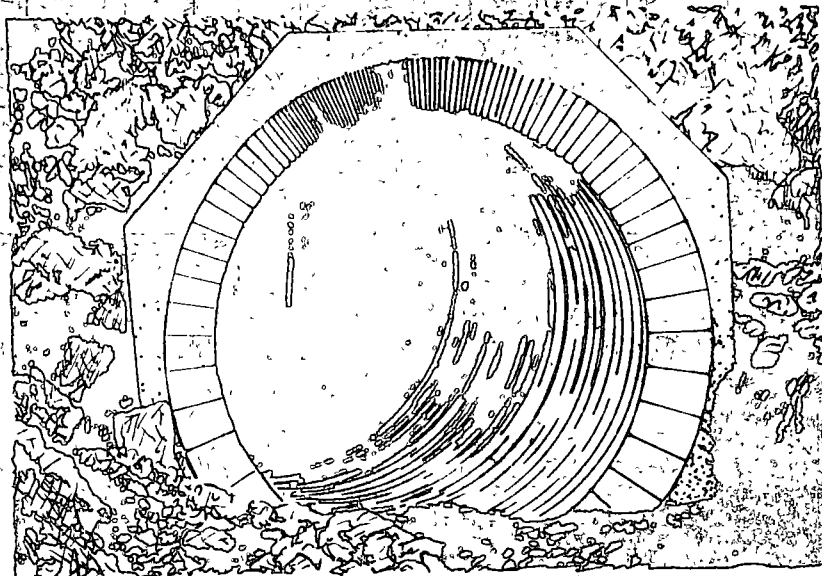


FIGURA 6

REFERENCIAS

- 1 - "Hydraulic Tables", Corps of Engineers, U. S. Army.- Para su adquisición dirigirse a: Superintendent of Documents, Government Printing Office, Washington, D.C. Precio U\$S 2,75.-
- 2 - "Hydraulic and Excavation Tables", U. S. Bureau of Reclamation.- Para su adquisición dirigirse a: Superintendent of Documents, Government Printing Office, Washinton, D. C. Precio U\$S. 1,50,-
- 3 - "Handbook of Hydraulics", por H. W. King, McGraw - Hill Book Company, New York City.-
- 4 - "Design Charts for Open - Channel Flow" U.S. Departament of Commerce, Bureau of Public Roads.- Para su adquisición dirigirse a: Superintendent of Documents, Government Printing Office, Washington D.C. Precio U\$S 0,70.-
- 5 - "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators", por A. J. Peterka, U.S. Departament of Interior, Boreau of Reclamation, 1964. Para su adquisición dirigirse a: Superintendent of Documents, Government Printing Office. Washington D.C. 20402 o al Chief Engineer, Bureau of Reclamation, Attention 841, Denver Federal Center, Denver, Colorado 80225. Precio: U\$S. 1,75.-

///.
Procedimiento para la selección de las dimensiones de la alcantarilla

1er. Paso:

Registrar los datos de diseño (Ver tabulación sugerida en la figura N° 7 página 17).-

- a) Caudal de diseño Q , en m³/seg, con su intervalo de recurrencia medio (por ej: Q_{25} o Q_{50} etc.)
- b) Longitud aproximada de la alcantarilla, en metros.-
- c) Pendiente de la alcantarilla (Si la pendiente está dada en porcentaje, reducirla a metros por metro).-
- d) Profundidad admisible del remanso de entrada, en metros, que es la distancia vertical entre el umbral de entrada, y el nivel permisible de la superficie libre, de dicho remanso o de la corriente en el cauce de entrada.-
- e) Velocidades medias y máximas de la corriente en el cauce natural.-
- f) En una primera tentativa, elección del tipo de alcantarilla, material y forma de la sección transversal del conducto y tipo de embocadura.-

2do. Paso:

Determinar, en una primera tentativa, las dimensiones de la sección del conducto.-

Desde que el método dado es el de aproximaciones sucesivas, en la primera tentativa para determinar las dimensiones de la sección transversal, puede seguirse alguno de los procedimientos siguientes:

- a) Elección arbitraria.-
- b) Uso de alguna expresión aproximada, tal como $A = \frac{Q}{3}$, con la cual se obtiene, en una primera aproximación, el área de la sección transversal.-
- c) Utilización de los nomogramas de control de entrada (gráficos Nros 1 al 7) para el modelo de alcantarilla elegido.- Si se aplica este método debe suponerse una cierta relación $\frac{H_e}{D}$, digamos $\frac{H_e}{D} = 1,5$, y con el caudal Q dado obtener dimensiones aproximadas de la abertura.-

Si de algún tamaño tentativa resulta un ancho excesivo, debido a la limitación de altura del terraplén o por mejor aprovechamiento de la abertura, se puede proyectar una alcantarilla múltiple, dividiendo el caudal, por el número de conductos usados. Debe considerarse también la elevación de la rasante, o la utilización de alcantarillas bóvedas o de cajón con luces o anchos mayores que su altura.- La selección definitiva debería basarse en un análisis económico.-

3er. Paso:

Determinar la profundidad del remanso de entrada para el tamaño tentativa de la alcantarilla.-

- a) Suponiendo el escurrimiento con CONTROL DE ENTRADA.-
 - (1) Usando las dimensiones adoptadas en el 2do. paso, encontrar la profundidad a la entrada H_e , por la aplicación del nomograma adecuado (gráficos Nros 1 al 7).- Se considera que no influye el nivel a la

///.

salida de la alcantarilla.- Se obtiene H_0 , en este caso, multiplicando el valor hallado $\frac{H_0}{D}$ por la altura D del conducto.-

- (2) Si H_0 es mayor o menor que la profundidad admisible ensayar en una nueva tentativa, otras dimensiones de la sección, para obtener en valor de H_0 aceptable, antes de calcular H_0 para escurrimiento con control a la salida.-

b) Suponiendo el escurrimiento con CONTROL DE SALIDA.

- (1) Determinar la profundidad H_s del umbral a la salida, para las condiciones de escurrimiento, que con el caudal de diseño, existen aguas abajo.- (Ver análisis general de este punto en la página 10).-
- (2) Si el nivel de la corriente a la salida, es igual o mayor que el del dintel de la alcantarilla, igualar H_1 a H_s y encontrar H_0 con la siguiente expresión (Ecuación 3).-

$$H_0 = H + H_1 - Li$$

En la cual

- H_0 : Distancia vertical, en metros, desde el umbral de la embocadura hasta el nivel del remanso de entrada.-
- H : Altura de carga, en metros, obtenida con los correspondientes nomogramas (gráficos Nros. 8 al 14).-
- H_1 : Distancia vertical, en metros desde el umbral de salida hasta la línea piezométrica (En este caso H_1 es igual a H_s).-
- i : Pendiente de la alcantarilla, en metros por metro.-
- L : Longitud de la alcantarilla, en metros.-

- (3) Si el nivel de la corriente a la salida, es menor que el del dintel de la alcantarilla, encontrar H_0 por medio de la expresión (3) tal como en el caso precedente b (2), excepto que:

$$H_1 = \frac{h_c + D}{2} \text{ ó } H_1 = H_s \text{ adoptando el valor mayor;}$$

en donde

- h_c : Profundidad crítica, en metros. (Gráficos Nros. 15 al 20).
Nota: H_c no puede exceder a D.-
- D : Altura del conducto, en metros.-
Nota: La magnitud de H_1 determinadas en b (3), se hace cada vez menos exacta a medida que desciende debajo del valor $D + (1 + k_e) \frac{V_c^2}{2g}$.- (Ver análisis en el apartado: "Escurrecimiento en alcantarillas con control de salida", página 8).-

- c) Comparar las profundidades H_0 obtenidas en los pasos 3a. y 3b. (Controles de entrada y salida respectivamente) El valor determinante es el mayor de ambos, e indica cuál es el control que rige para las dimensiones de la sección tentativa elegida, en las condiciones dadas.-

///

///.

- d) Si es determinante el control de salida, y H_0 es mayor que el valor admisible, elegir una sección mayor y encontrar H_0 , tal como se indica en el paso 3b (No necesita verificarse este último valor con control de entrada, ya que con menores dimensiones, cumpliría bajo este control, las condiciones dadas.-

4to. Paso:

Determinar el tamaño y H_0 para otras alcantarillas de diferentes tipos y formas, por el procedimiento anterior.-

5to. Paso:

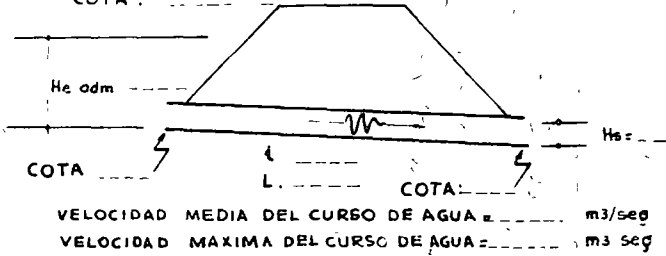
Calcular las velocidades de salida para los diversos tipos y dimensiones de las alcantarillas consideradas en el 4to. paso y determinar si se requiere protección contra la erosión en el cauce aguas abajo.

- a) Si fuera determinante el control de salida (Paso 3c), la velocidad de salida valdría $\frac{Q}{A}$, siendo A el área de la sección transversal de la corriente en el conducto, a la salida. Si h_0 o H_0 son menores que la altura del conducto, aplicar el área A , que corresponde a las profundidades h_0 o H_0 según cual sea la mayor. El área A no debe exceder el área de la sección transversal del conducto.-
- b) Si fuera determinante el control de entrada, (Paso 3c), la velocidad de salida podría asimilarse a la velocidad media en un canal de la forma del conducto, y calcularse con la fórmula de Manning, para el caudal de diseño y el tamaño, forma y rugosidad de la alcantarilla elegida.-

Nota: Gráficos y tablas podrán ayudar a calcular las velocidades de salidas (Ver referencias de la página 13).-

6to. Paso:

Registrar las características de la alcantarilla finalmente elegida, con su tamaño, tipo, profundidad requerida del remanso de entrada, velocidad de salida, y justificación económica.-

| | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--------------------------|-------------|--|---|------------|----------|------------|------------------------------|------------|------------|----------------------|------------------------------|-------|---------------|--|--|
| PROYECTO _____ | | | | PROYECTISTA _____ fecha _____ | | | | | | | | | | | | |
| DATOS HIDROLOGICOS Y DEL CAUCE | | | | CROQUIS progresivas | | | | | | | | | | | | |
| Q_1 ----- m ³ /seg H_{s1} ----- m Q_2 ----- m ³ /seg H_{s2} ----- m (Q_1 CAUDAL DE DISEÑO, POR EJEMPLO Q_{25} Q_2 CAUDAL DE CONFRONTACION, P.E.J. Q_{50} ó Q_{100}) | | | |  | | | | | | | | | | | | |
| DESCRIPCION DE LA ALCANTARILLA (TIPO DE EMBOCADURA) | Q m ³ /seg | DIMENSIONES | CALCULO DE LA PROFUNDIDAD A LA ENTRADA | | | | | | | | He DETERMINANTE m | VELOCIDAD DE SALIDA m/seg | COSTO | OBSERVACIONES | | |
| | | | CONT. DE ENT. | CONTROL DE SALIDA | | | | $H_e = H + H_1 - L_t$ | | | | | | | | |
| | | | $\frac{H_e}{D}$ ~ | H_e m | K_e ~ | H m | h_c m | $\frac{h_c \cdot D}{2}$ m | H_s m | H_1 m | L_t m | H_c m | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| RESUMEN Y RECOMENDACIONES _____ | | | | | | | | | | | | | | | | |

- 17 -

FIGURA 7

///.

NOMOGRAMAS PARA CONTROL DE ENTRADA.

Gráficos Nros. 1 al 7

Instrucciones para su uso.

- 1.- Determinación de la profundidad a la entrada H_e , dados Q , dimensiones y tipo de alcantarilla.
 - a) Unir con una recta el diámetro o altura D dados, con el caudal Q , o $\frac{Q}{B}$ para alcantarillas de cajón; marcar la intersección de esta recta sobre la escala (1) de $\frac{H_e}{D}$.-
 - b. Si la escala (1) de $\frac{H_e}{D}$ representa el tipo de embocadura usado, leer el valor $\frac{H_e}{D}$ sobre esta escala. En caso contrario, desde este punto de intersección, prolongar horizontalmente hasta la escala (2) o (3), según corresponda, y leer $\frac{H_e}{D}$.-
 - c. Calcular H_e , multiplicando $\frac{H_e}{D}$ por D .

- 2.- Determinación del caudal que puede descargar una alcantarilla dado su tipo, tamaño del conducto y H_e .-
 - a. Calcular $\frac{H_e}{D}$ para las condiciones dadas.-
 - b. Ubicar $\frac{H_e}{D}$ en la escala correspondiente al tipo de entrada. Si esta escala es la (2) o la (3) prolongar horizontalmente desde ese punto hasta la escala (1).-
 - ^hc. Unir este último punto de la escala (1), con el diámetro o altura D en la escala de la izquierda. Leer Q o $\frac{Q}{B}$ sobre la escala de caudales.-
 - ^hd. Si se ha leído $\frac{Q}{B}$ como se indica en (c), multiplicar por la luz B de la alcantarilla para obtener Q .-

- 3.- Determinación de las dimensiones del conducto, dados Q , H_e y el tipo de alcantarilla.-
 - a. Adoptar dimensiones aproximadas y calcular $\frac{H_e}{D}$.-
 - b. Ubicar $\frac{H_e}{D}$ sobre la escala que corresponda al tipo de embocadura. Si esta escala es la (2) o la (3), trazar desde este último punto una horizontal hasta la escala (1).-
 - ^hc. Unir este último punto de la escala (1) con el caudal Q (o Q/B), leído en la escala correspondiente, y prolongar hasta la escala de la izquierda, donde se leerá el diámetro, altura o dimensiones de la alcantarilla, compatibles con el valor $\frac{H_e}{D}$.-

///.

d. Si el valor D obtenido, no es el supuesto previamente, repetir el procedimiento con un nuevo valor de D.

H) Nota del traductor: Se ha confeccionado el gráfico N° 1 bis para incluir escalas correspondientes a alcantarillas de cajón con dintel de aristas redondeadas. Además para evitar el cálculo adicional de Q/B se ha reemplazado esta escala, por dos escalas separadas, una de caudales Q y otra de luces B. En consecuencia, como este gráfico reemplaza al N° 1, la redacción de los puntos 2.c ; 2.d y 3.c debería ser la siguiente:

2.c.: Unir este último punto de la escala (1) con el diámetro o altura D en la escala correspondiente. Leer Q sobre la escala de los caudales o marcar el punto de intersección con la recta de pase.-

d.: Si se ha marcado el punto de intersección, como se indica en (c), unir lo con el ancho o luz B sobre la escala correspondiente. Leer Q en la escala de caudales.-

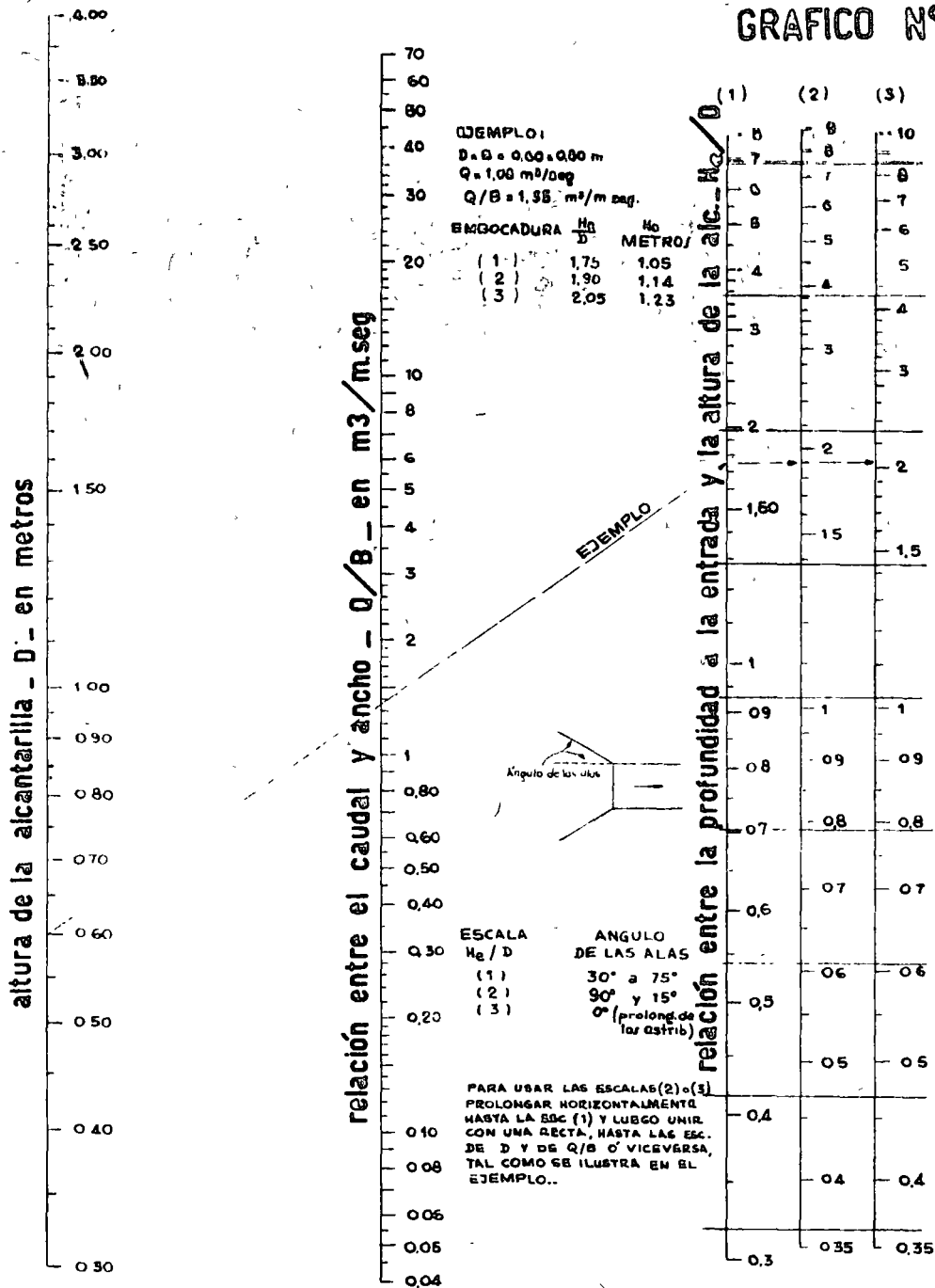
3.c(1) Unir éste último punto con el caudal leído en su escala, y leer el diámetro altura o dimensiones en la escala correspondiente.-

(2) Para el caso de la figura 1 bis, unir el punto hallado en (b) con la altura D leída en su escala y marcar la intersección con la recta de pase. Unir este punto con el caudal Q en su escala y leer la luz B en la escala de la izquierda.-

3.d(1) Si el valor de D obtenido en el punto 3.c.(1) no es el supuesto previamente, repetir el procedimiento con un nuevo valor de D.

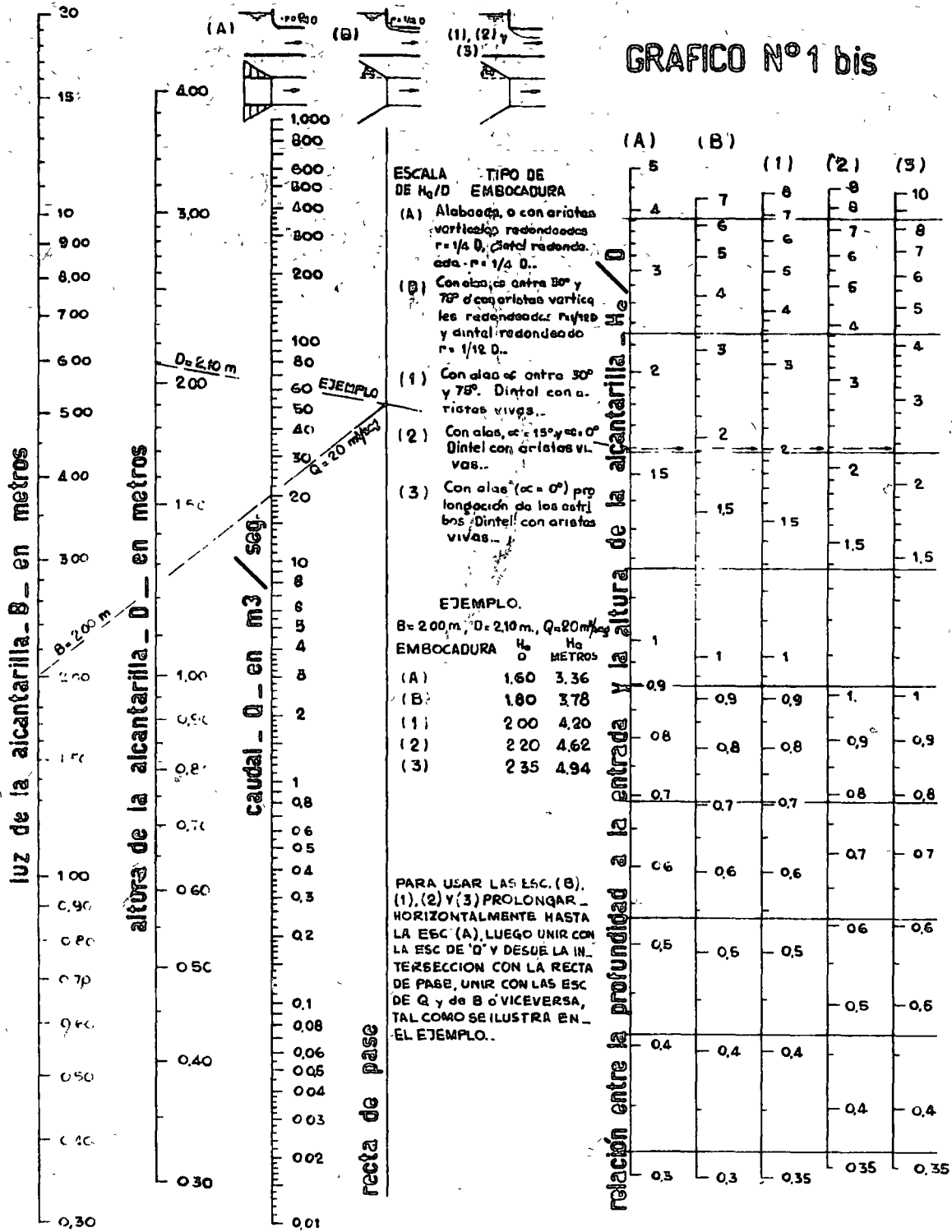
(2) Si el valor de B obtenido en el punto 3.c.(2) no es satisfactorio, repetir el procedimiento con un nuevo valor de "D".-

GRAFICO N° 1



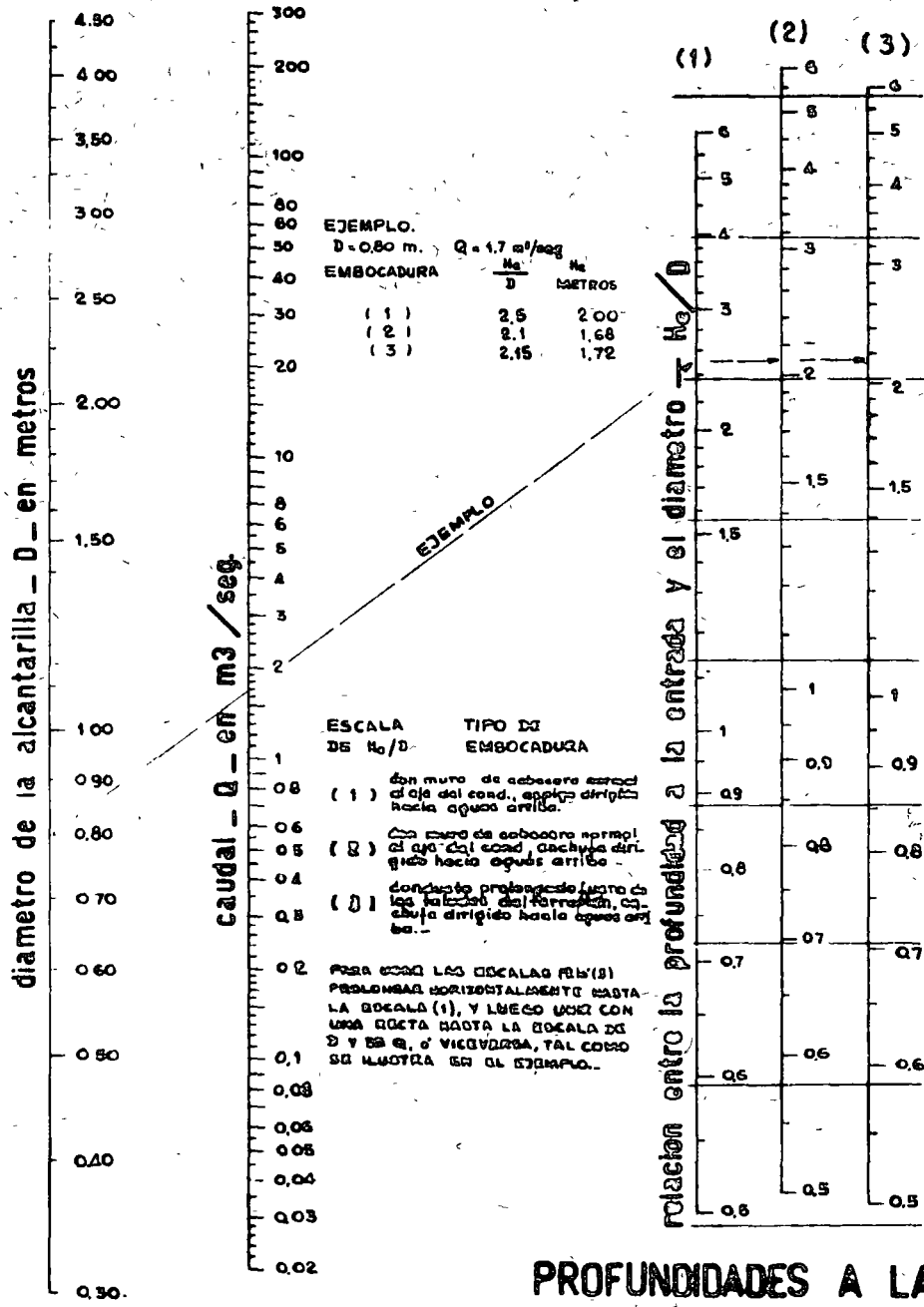
**PROFUNDIDAD A LA ENTRADA
 PARA ALCANTARILLAS DE CAJON
 CON CONTROL DE ENTRADA. —**

GRAFICO N°1 bis



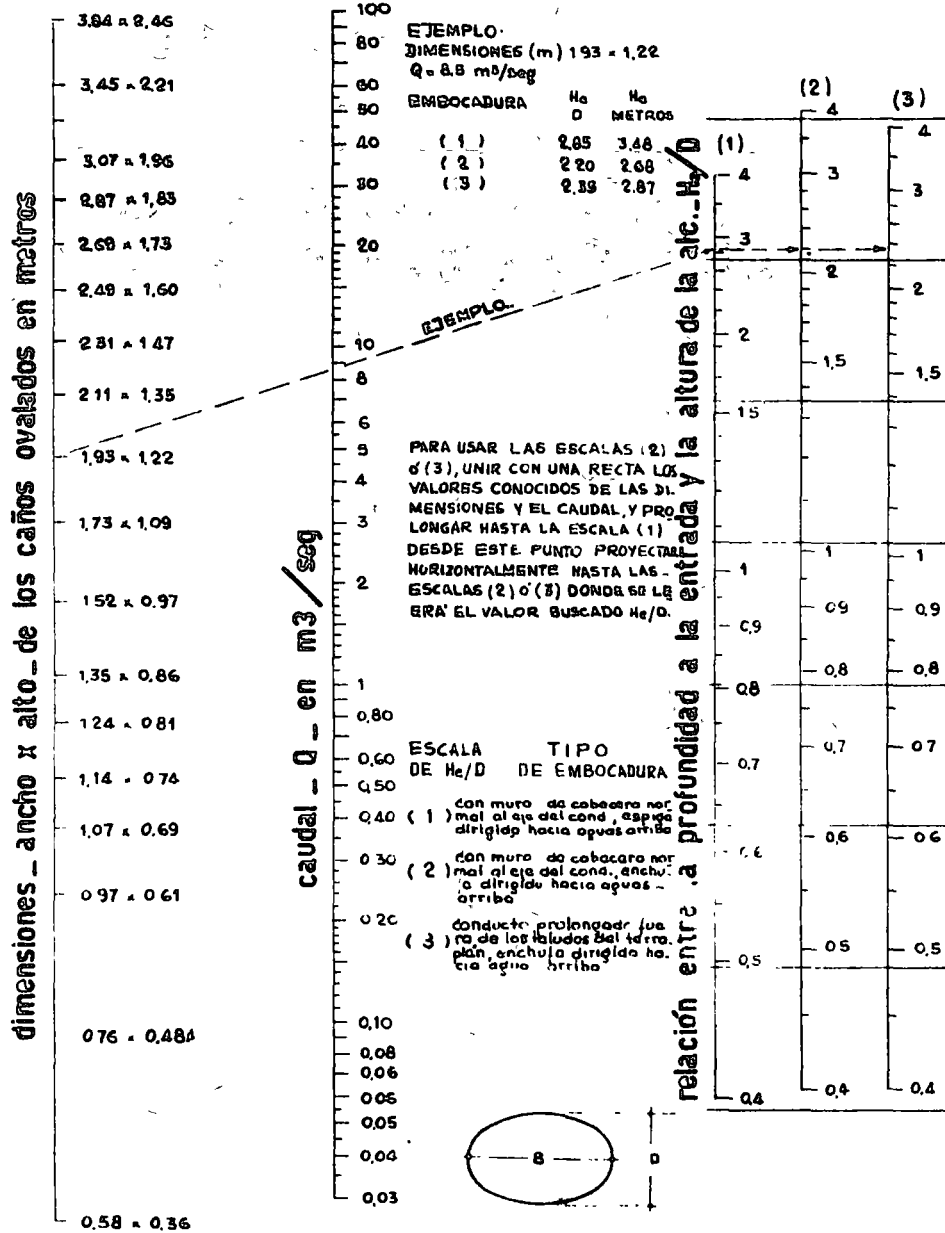
PROFUNDIDAD A LA ENTRADA PARA ALCANTARILLA DE CAJON CON CONTROL DE ENTRADA.

GRAFICO Nº 2



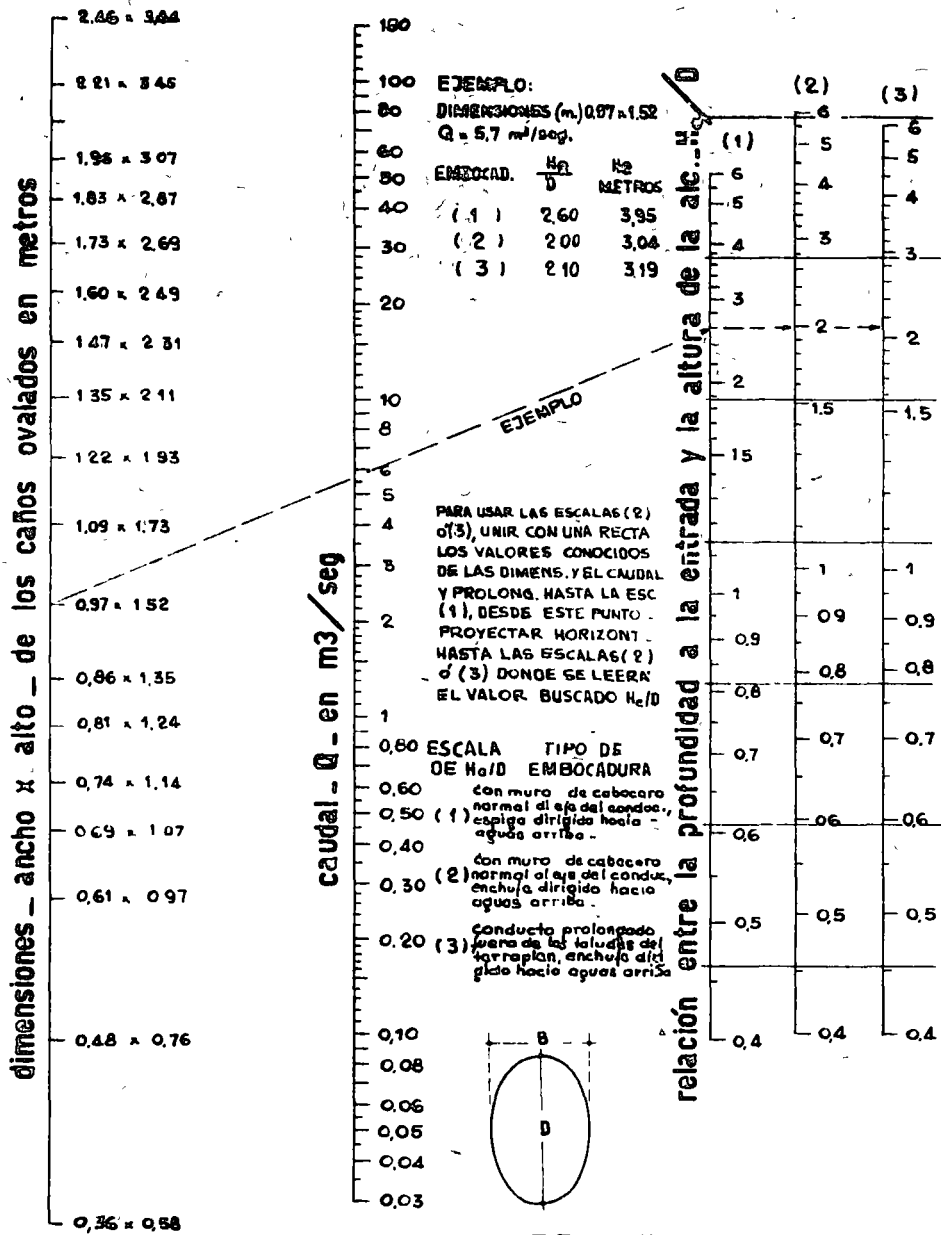
PROFUNDIDADES A LA ENTRADA PARA ALC. DE CAÑOS DE HORMIGON CON CONTROL DE ENTRADA.

GRAFICO N°3



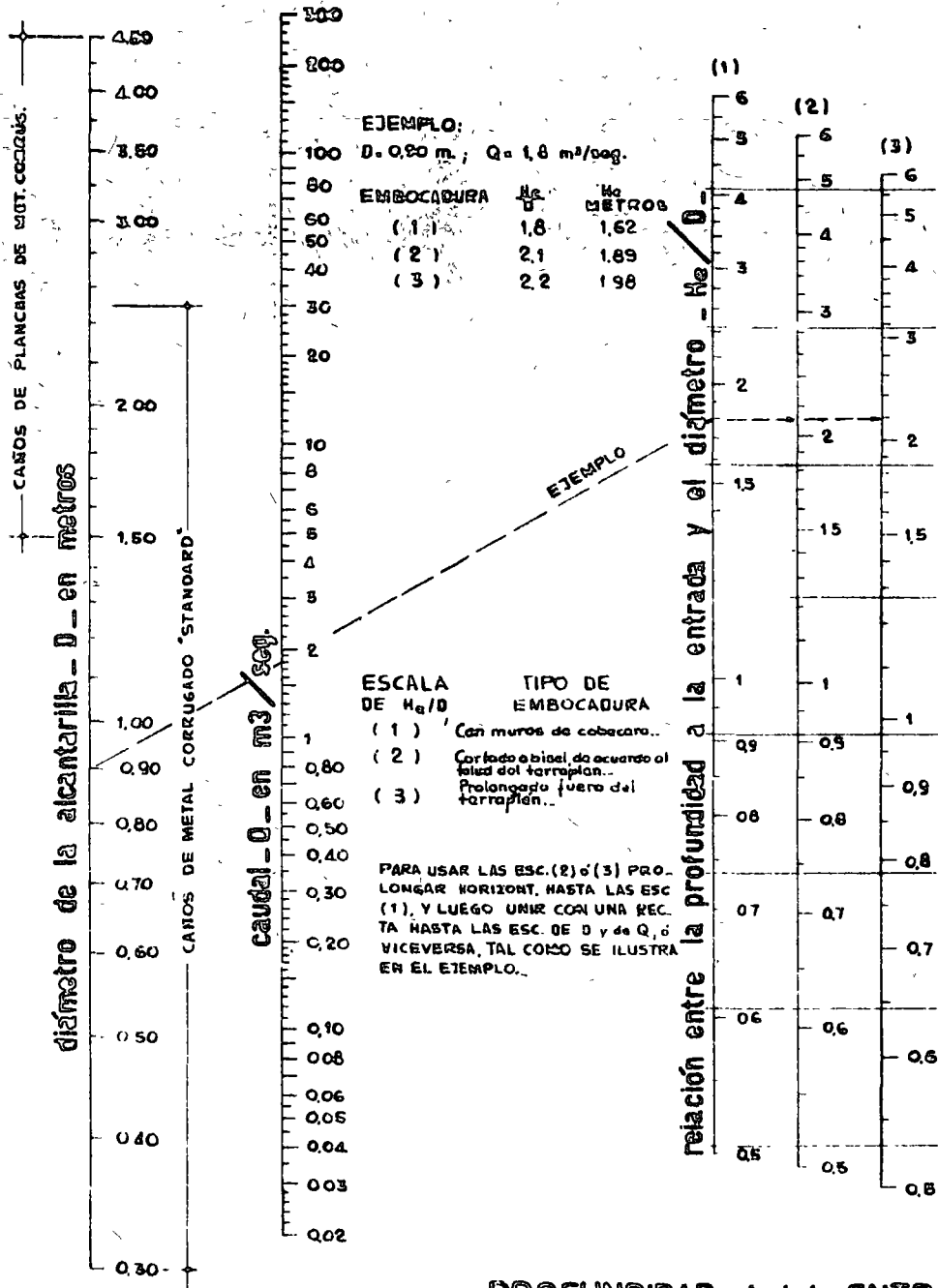
PROFUNDIDAD A LA ENTRADA PARA ALC. DE CAÑOS OVALADOS DE HORMIGON CON EL EJE MAYOR HORIZONTAL CON CONTROL DE ENTRADA.

GRAFICO N° 4



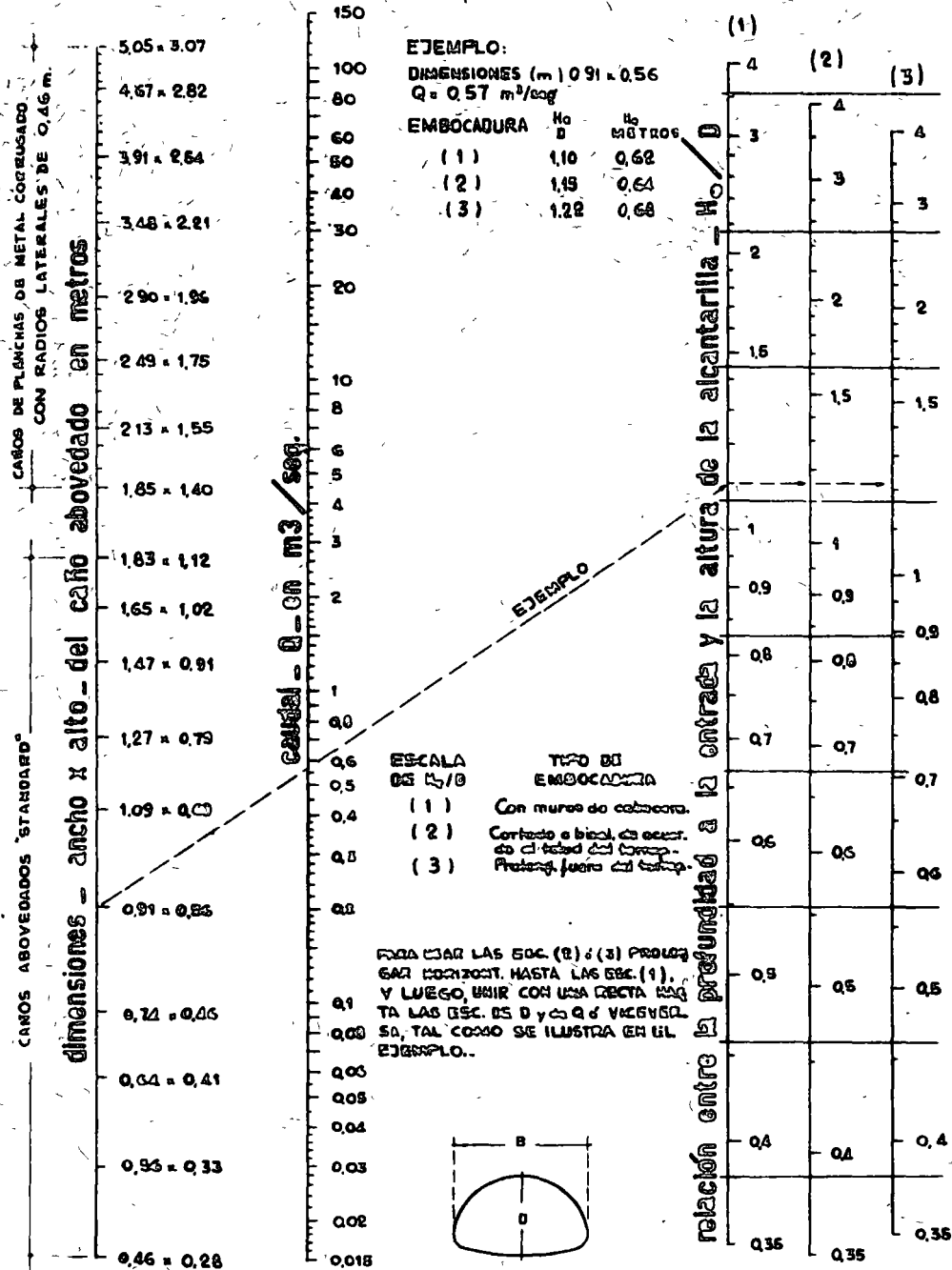
PROFUNDIDAD A LA ENTRADA PARA ALC. DE CAÑOS OVALADOS DE HORMIGÓN. CON EL EJE MAYOR VERTICAL CON CONTROL DE ENTRADA.

GRAFICO Nº 5



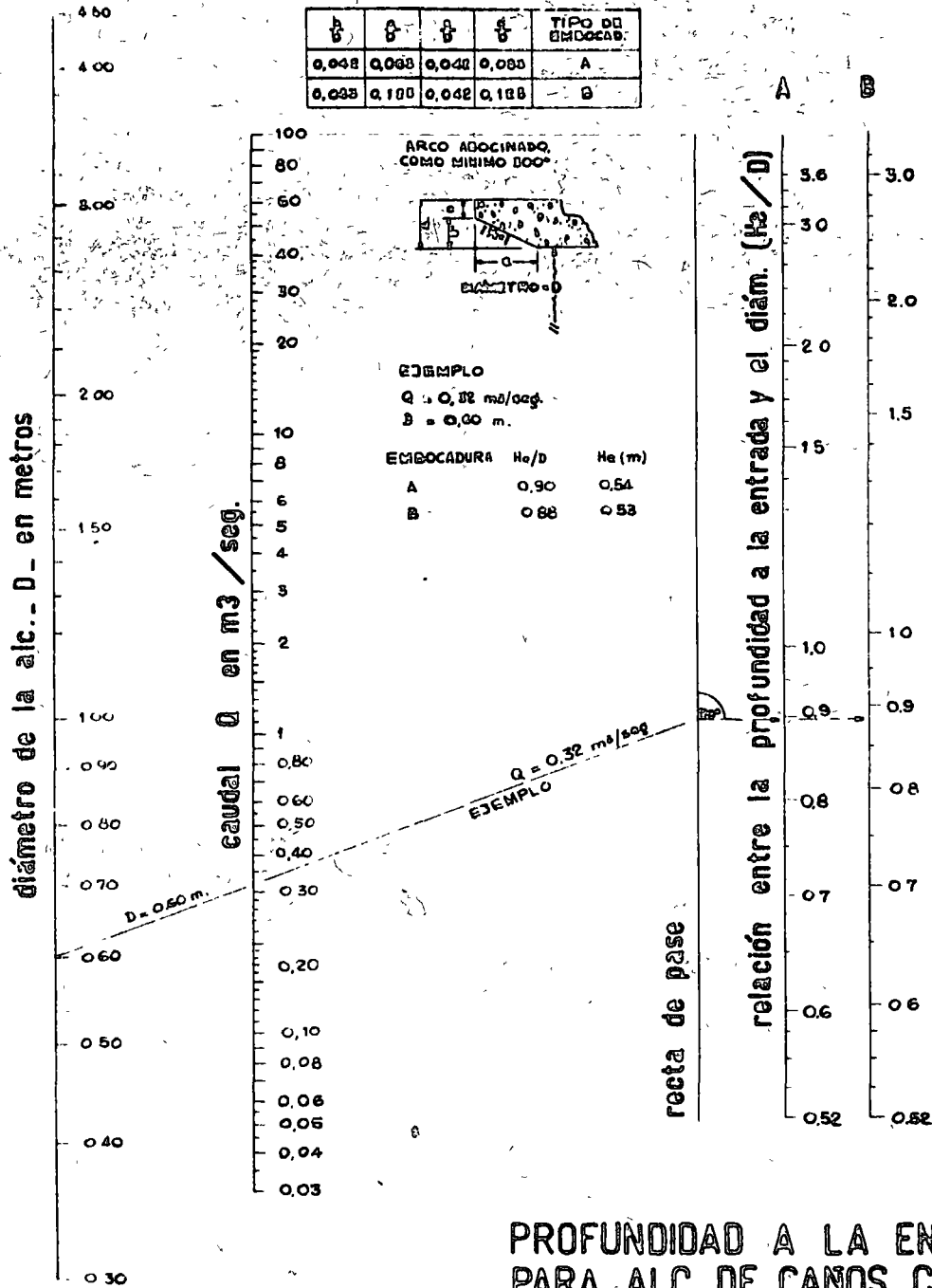
PROFUNDIDAD A LA ENTRADA PARA ALC. DE CAJOS CIRCULARES DE METAL CORRUGADO. CON CONTROL DE ENTRADA.

GRAFICO N° 6



PROFUNDIDAD A LA ENTRADA PARA ALC. DE CAROS ABOVEDADOS DE METAL CORRUGADO CON CONTROL DE ENTRADA.

GRAFICO N° 7



PROFUNDIDAD A LA ENTRADA
PARA ALC. DE CANOS CIRCUL.
DE EMBOCADURA ABOCADADA,
CON CONTROL DE ENTRADA.

///.

NOMOGRAMAS PARA CONTROL DE SALIDA.

Gráficos Nos. 8 al 14

Instrucciones para su uso

Quando el conducto de la alcantarilla escurra lleno en toda su longitud, los nomogramas para control de salida, resuelven H en la ecuación (2) de la página 6 .-

Estos se utilizan también, en la determinación de la altura de carga H , para algunas condiciones de escurrimiento a conducto parcialmente lleno, con control de salida.- Estos nomogramas no solucionan enteramente la obtención de H_0 , ya que solamente dan el valor de H en la expresión (3), siendo $H_0 = H + H_1 - L_1$. (Ver análisis en el apartado "Escurrimiento en alcantarillas con control de salida", página 5).-

1. - Determinación de H , para alcantarilla y caudal, dados

a. Utilizar el nomograma correspondiente al tipo de alcantarilla elegida. De acuerdo al tipo de embocadura, hallar k_0 en la tabla 1, del apéndice B, página 46.

b. Ubicar en el nomograma el punto de arranque en la escala de longitudes de alcantarilla, de acuerdo a las siguientes instrucciones:

(1) Si el valor de n del nomograma, corresponde al del conducto dado utilizar la escala curva de las longitudes de alcantarilla, correspondiente al valor k_0 , y ubicar el punto de arranque sobre el valor de la longitud de la alcantarilla.- Si en el gráfico no se encuentra la escala correspondiente al valor de k_0 , proceder de acuerdo al punto b (2) siguiente. Si el valor n de la alcantarilla elegida difiere del n del nomograma, proceder de acuerdo a b (3).-

(2) Para n coincidente con el del nomograma y k_0 con un valor intermedio al de las escalas, unir con una recta los puntos correspondientes a las longitudes dadas, de las escalas adyacentes, y ubicar sobre este segmento, en la proporción debida, el punto de arranque.-

(3) Para un coeficiente de rugosidad n_1 diferente del n del gráfico, usar en las escalas de longitudes de conducto, un valor L_1 ficticio, dado por la fórmula;

$$L_1 = L \left(\frac{n_1}{n} \right)^2$$

En el punto 2 de estas instrucciones se dan diversos valores de n .

c. Unir con una recta el punto de arranque, con el correspondiente a las dimensiones de la abertura del conducto, en la escala respectiva y marcar el punto de intersección con la recta de pase. Respecto de las dimensiones de alcantarillas de cajón, ver punto 3 de las instrucciones.-

d. Unir este último punto ubicado sobre la recta de pase, con el valor del caudal de diseño sobre la escala correspondiente y prolongar la recta hasta leer H en la escala respectiva.- Para valores que caigan fuera de límites de las escalas, encontrar H resolviendo la ecuación (2) de la página 6 .-

2 - Valores de n para materiales comunmente usados los conductos de alcantarillas.

H e r m i g o n

| Alcantarillas de caños | Alcantarillas de cajón. |
|---------------------------|----------------------------|
| 0,012 | 0,012 |

Metal corrugado.

| | Ondulaciones pequeñas 68mm x 13mm | Ondulaciones medianas 76mm x 25mm | Ondulaciones. grandes 152mm x 51mm |
|-----------------------|---|---|--|
| Sin revestir. | 0,024 | 0,027 | variable (") |
| 25 % revestido. | 0,021 | 0,023 | 0,026 |
| Totalmente revestido. | 0,012 | 0,012 | 0,012 |

(") Las variaciones de n con el diámetro están dadas en los gráficos.- Los diversos valores de n están incorporados en los nomogramas no siendo necesario el cálculo de la longitud ficticia, tal como se ha indicado en el punto 1 b (3) de estas instrucciones.-

3 - Utilización del nomograma, gráfico N° 8, para alcantarillas rectangulares (no cuadradas).

- Calcular el área de la sección transversal.-
- Unir el punto de arranque en la escala, de longitudes del conducto, con el área de la sección transversal A , y marcar el punto de intersección con la recta de pase.-
- Unir este último punto con el valor del caudal de descarga. Prolongar la recta y leer el valor de H en la escala correspondiente.-

4/. La escala de áreas del nomograma, ha sido calculada para secciones rectangulares, cuya luz B es el doble de su altura D ; su ajustada correspondencia con el área de secciones cuadradas, indica que puede usarse para todas las secciones intermedias entre las cuadradas y $B = 2D$ o $B = 1/2 D$. Para otras proporciones de las alcantarillas de cajón, usar la ecuación (2) a fin de obtener resultados más precisos.-

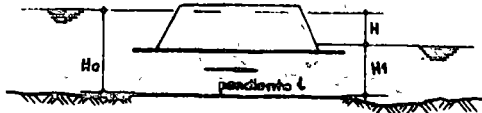
Nota del traductor:

Sin mayor error puede usarse tambien para las secciones comprendidas entre $B = 3 D$ y $B = \frac{1}{3} D$.-

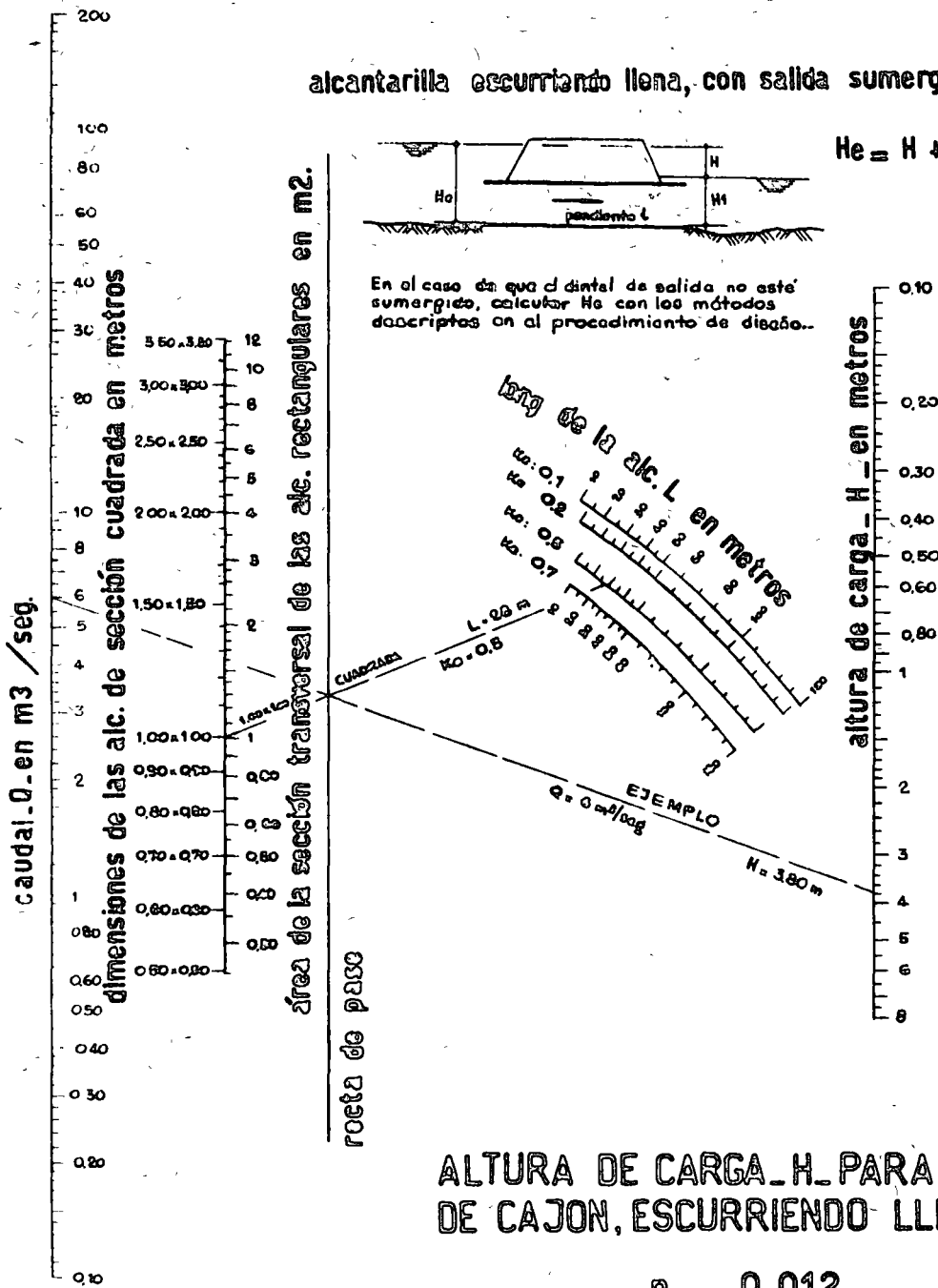
GRAFICO Nº 8

alcantarilla escurriendo llena, con salida sumergida

$$H_e = H + H_1 - L_i$$



En el caso de que el dintel de salida no este sumergido, calcular H_e con los métodos descritos en el procedimiento de diseño.



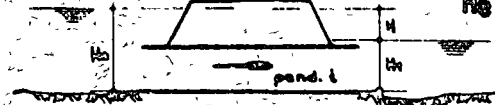
ALTURA DE CARGA H_e PARA ALC. DE CAJON, ESCURRIENDO LLENAS.

$$n = 0.012$$

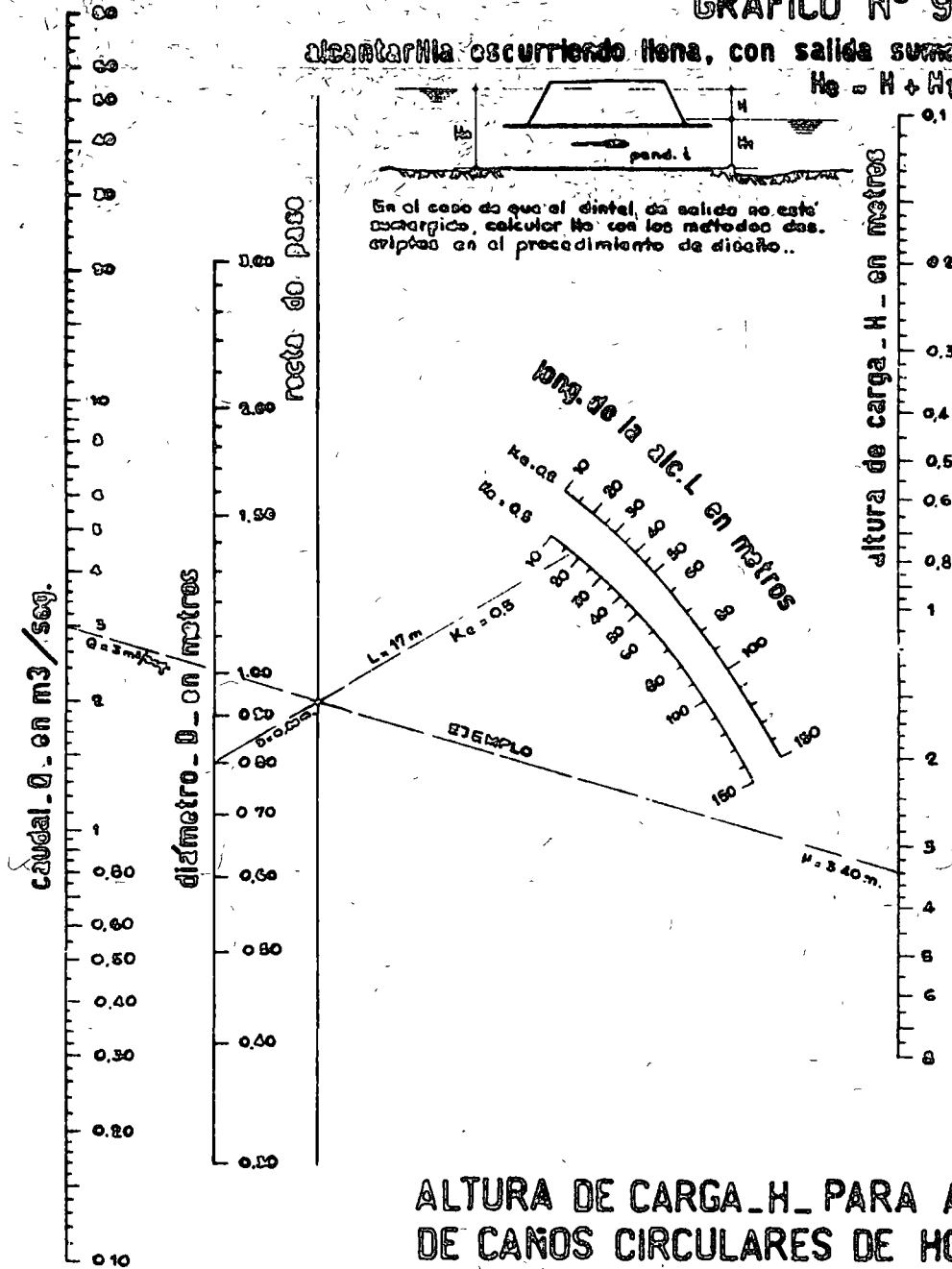
GRAFICO N° 9

alcantarilla escurriendo llena, con salida sumergida

$$H_0 = H + H_1 - L_1$$



En el caso de que el diámetro de salida no este descargado, calcular H_0 con los metodos descritos en el procedimiento de diseño..

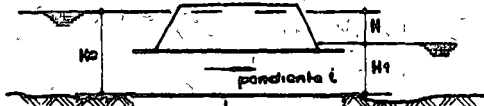


ALTURA DE CARGA - H - PARA ALC. DE CANOS CIRCULARES DE HORMIGON, ESCURRIENDO LLENAS..

$$n = 0.012$$

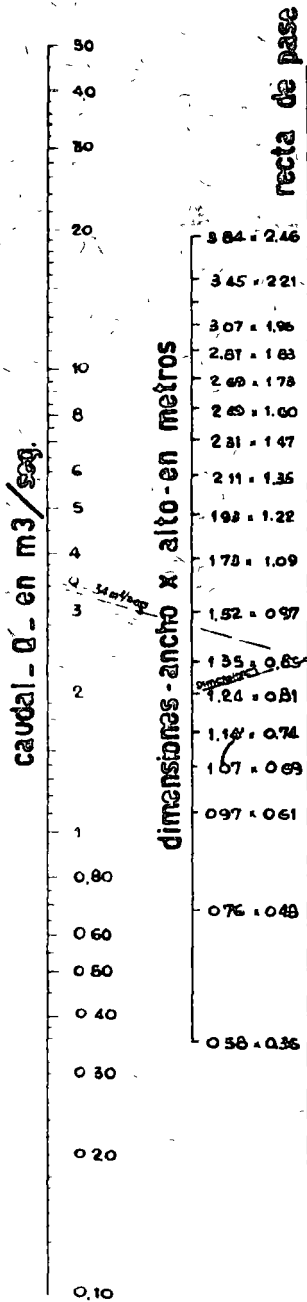
GRAFICO N° 10

alcantarilla escurriendo llena, con salida sumergida



$$H_0 = H + H_1 - Li$$

En el caso de que el dintel de salida no esté sumergido calcular H_0 con los métodos descriptos en el procedimiento de diseño.



NOTA

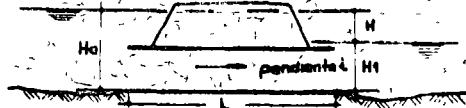
Las dimensiones en la escala en ternaes están ordenadas para el eje mayor colocado horizontalmente. Deberá leerse e la inversa cuando el eje mayor sea vertical.

ALTURA DE CARGA. H. PARA ALC. DE CAROS OVALADOS DE HORMIGON CON EJE MAYOR HORIZONTAL O VERTICAL, ES. CURRIENDO LLENAS.

$$n = 0.012$$

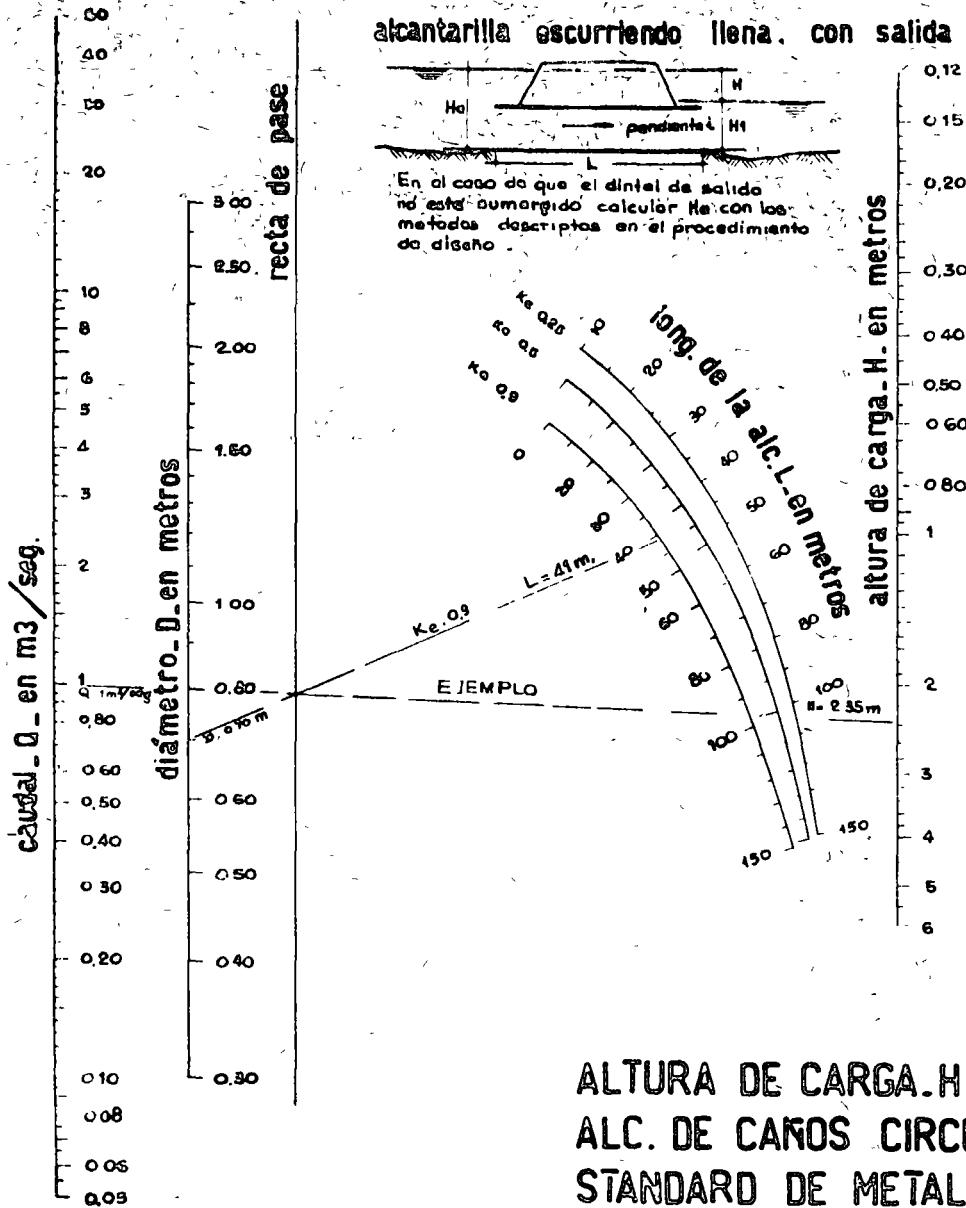
GRAFICO N° 11

alcantarilla escurriendo llena. con salida sumergida



En el caso de que el dintel de salida no este sumergido calcular H_e con los metodos descritos en el procedimiento de diseno.

$$H_e = H + H_1 - L$$

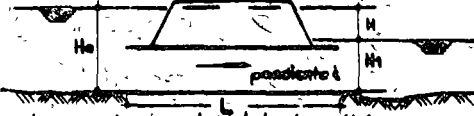


ALTURA DE CARGA. H. PARA
ALC. DE CAÑOS CIRCULARES
STANDARD DE METAL CORRU-
GADO. ESCURRIENDO LLENAS

$$n = 0.024$$

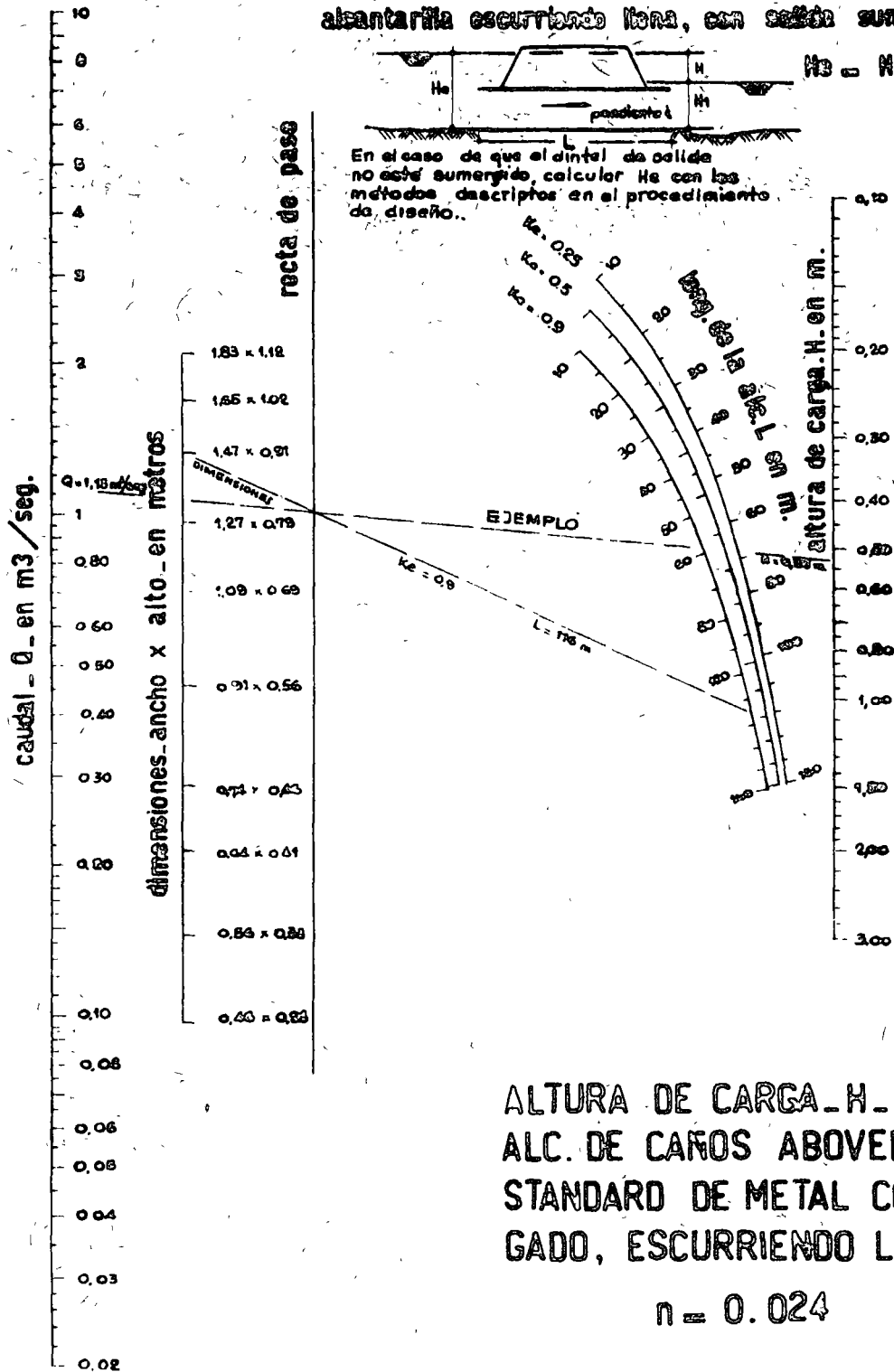
GRAFICO Nº 12

alcantarilla escurriendo llena, con salida sumergida



$$H_0 = H + H_1 - L_1$$

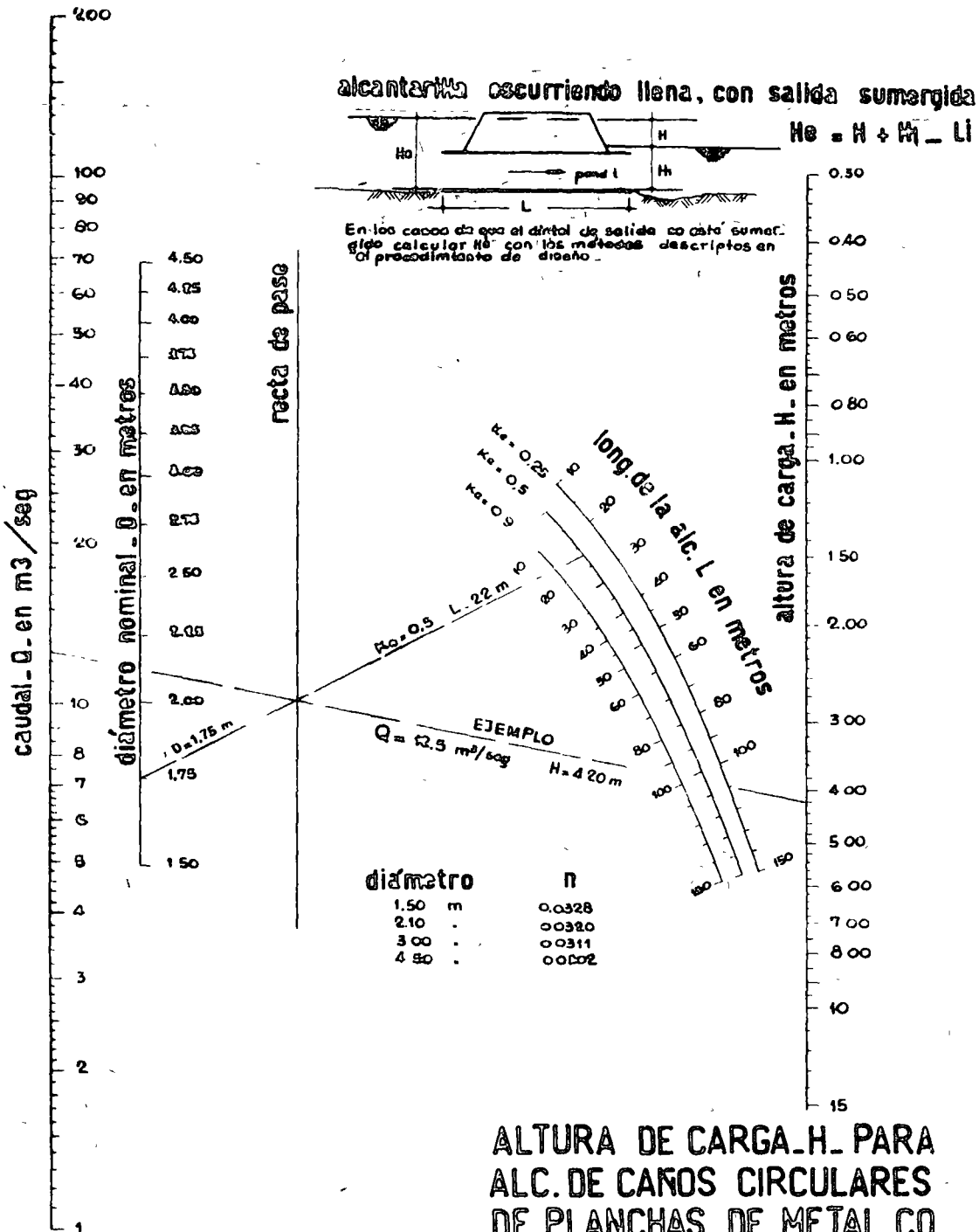
En el caso de que el dintel de salida no este sumergido, calcular H_0 con los metodos descritos en el procedimiento de diseño.



ALTURA DE CARGA - H - PARA
ALC. DE CAÑOS ABOVEDADOS
STANDARD DE METAL CORRUGADO,
ESCURRIENDO LLENAS

$$n = 0.024$$

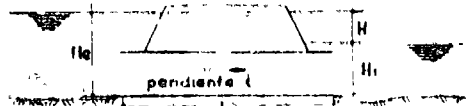
GRAFICO N° 13



**ALTURA DE CARGA - H - PARA
 ALC. DE CAÑOS CIRCULARES
 DE PLANCHAS DE METAL CO-
 RRUGADO, ESCURIENDO LLE-
 NAS. n = 0.0328 a 0.0302**

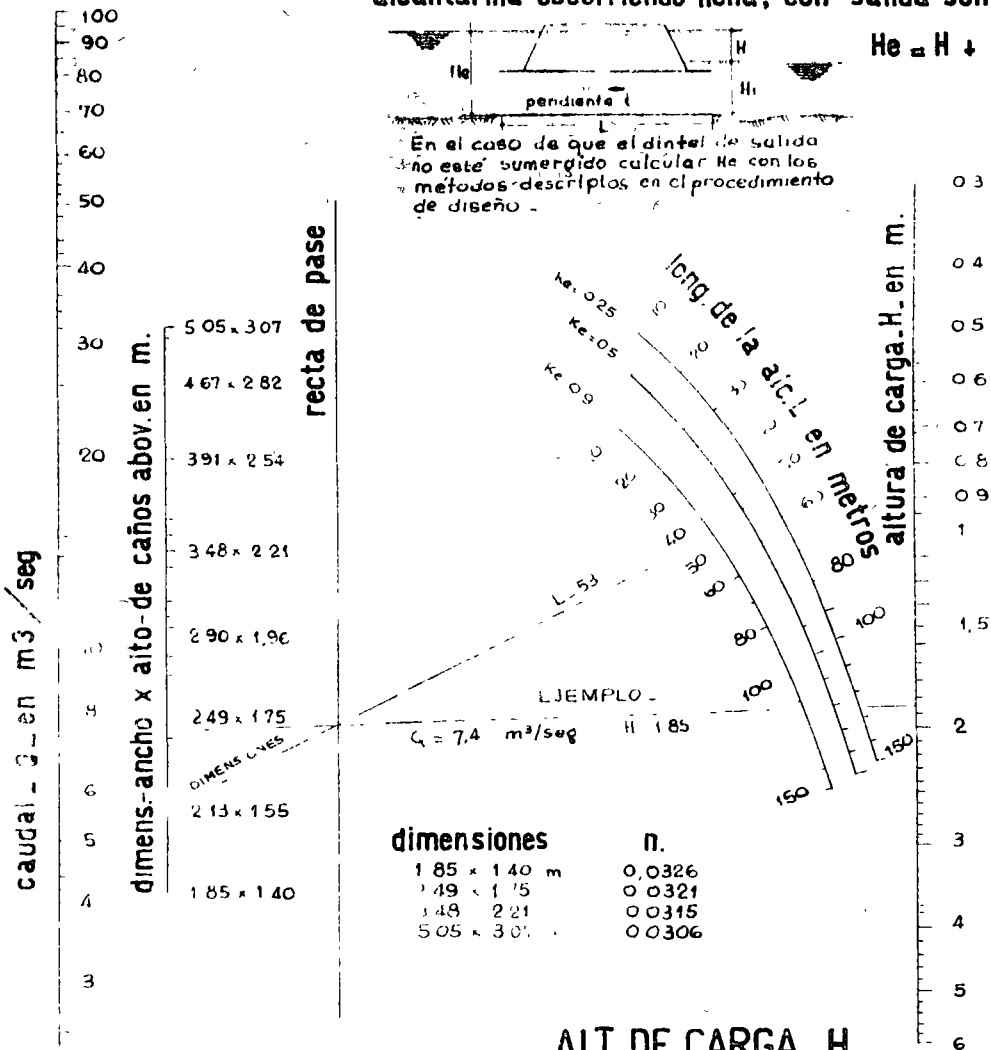
GRAFICO N° 14

alcantarilla escurriendo llena, con salida sumergida



$$H_e = H + H_i - L_i$$

En el caso de que el dintel de salida no esté sumergido calcular H_e con los métodos descritos en el procedimiento de diseño.



recta de pase

dimens.-ancho x alto de caños abov. en m.

caudal - Q - en m³/seg

dimensiones

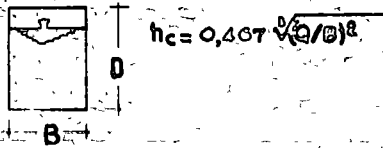
- 1 85 x 140 m
- 2 49 x 1 75
- 3 48 x 2 21
- 5 05 x 3 07

n.

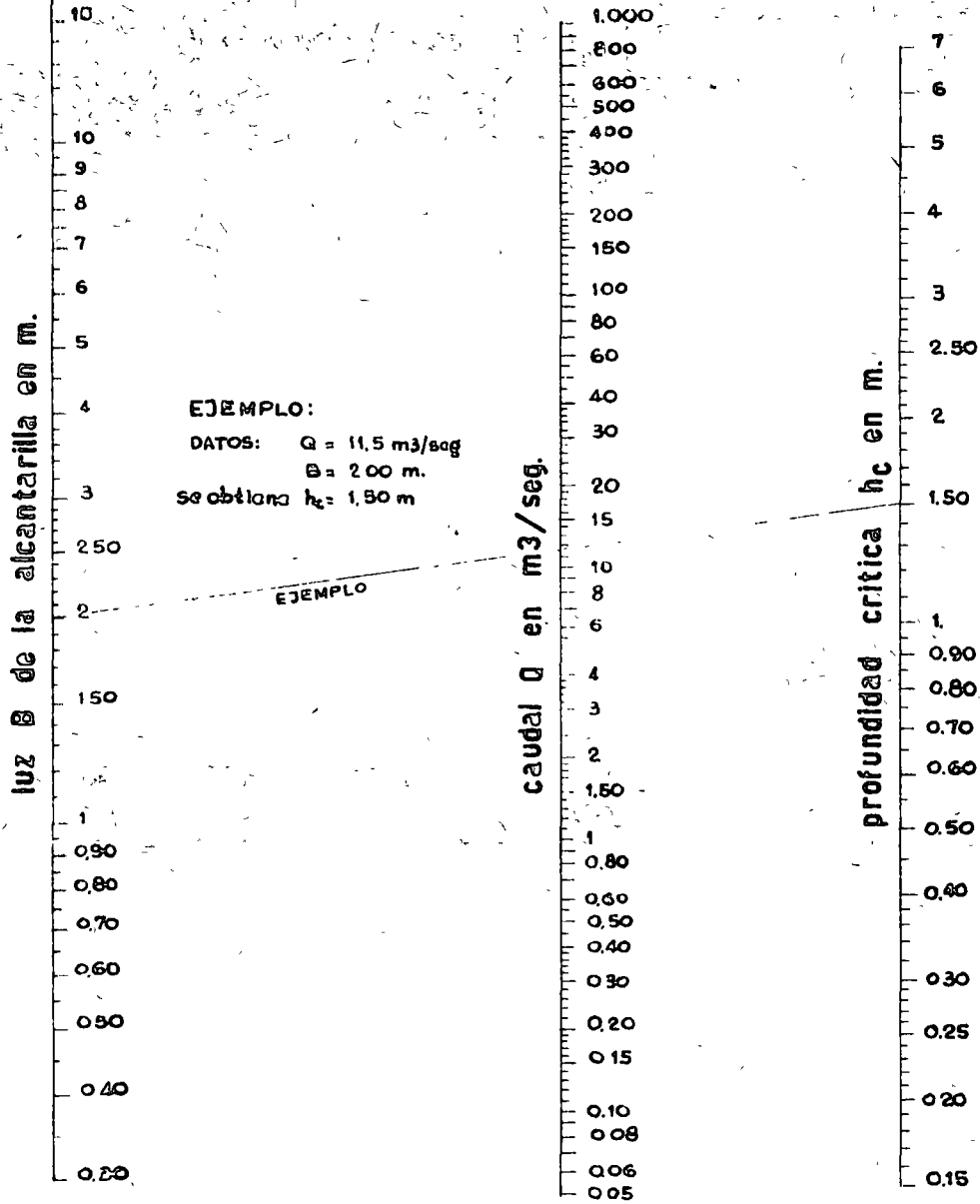
- 0,0326
- 0 0321
- 0 0315
- 0 0306

ALT. DE CARGA - H -
 PARA ALCANT. DE CAÑOS
 ABOVEDADOS DE PLANCHAS
 DE METAL CORRUGADO CON
 RADIOS LATERALES DE 0.46
 M., ESCURRIENDO LLENAS..
 n = 0.0327 a 0.0306

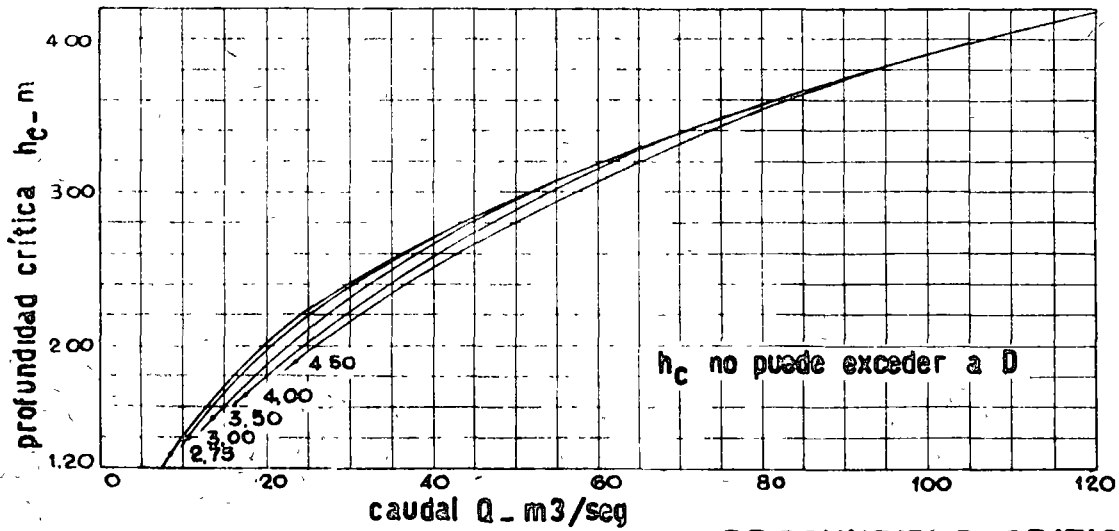
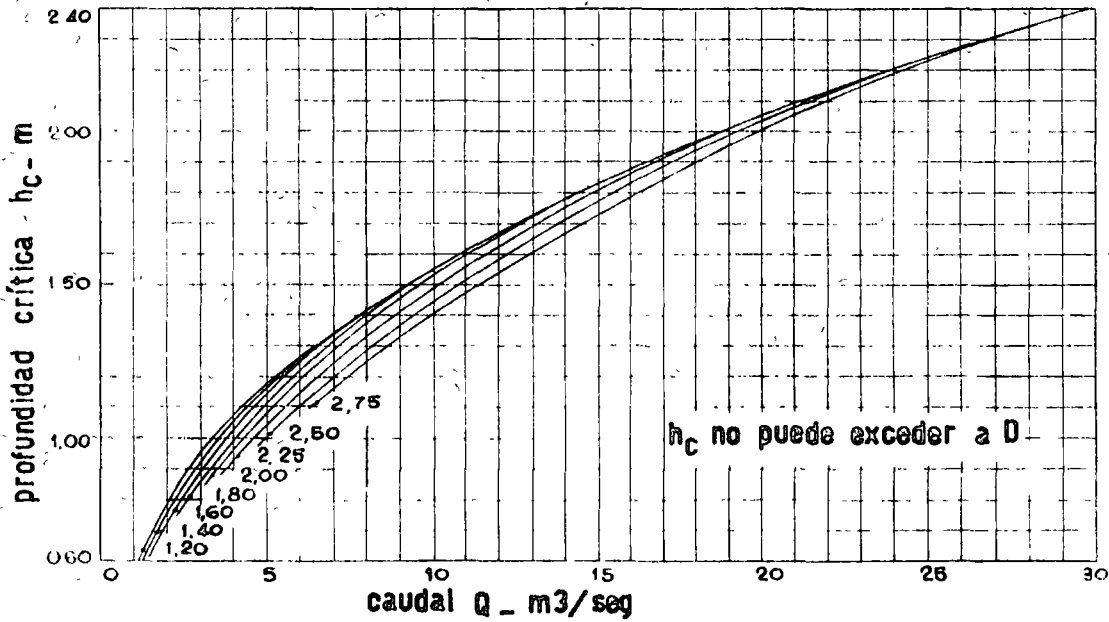
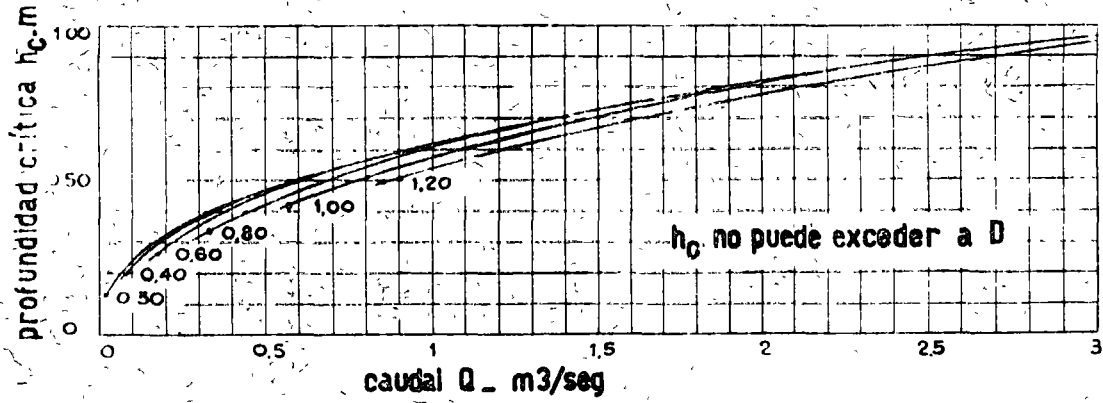
GRAFICO N° 15



nota: h_c no puede exceder a D

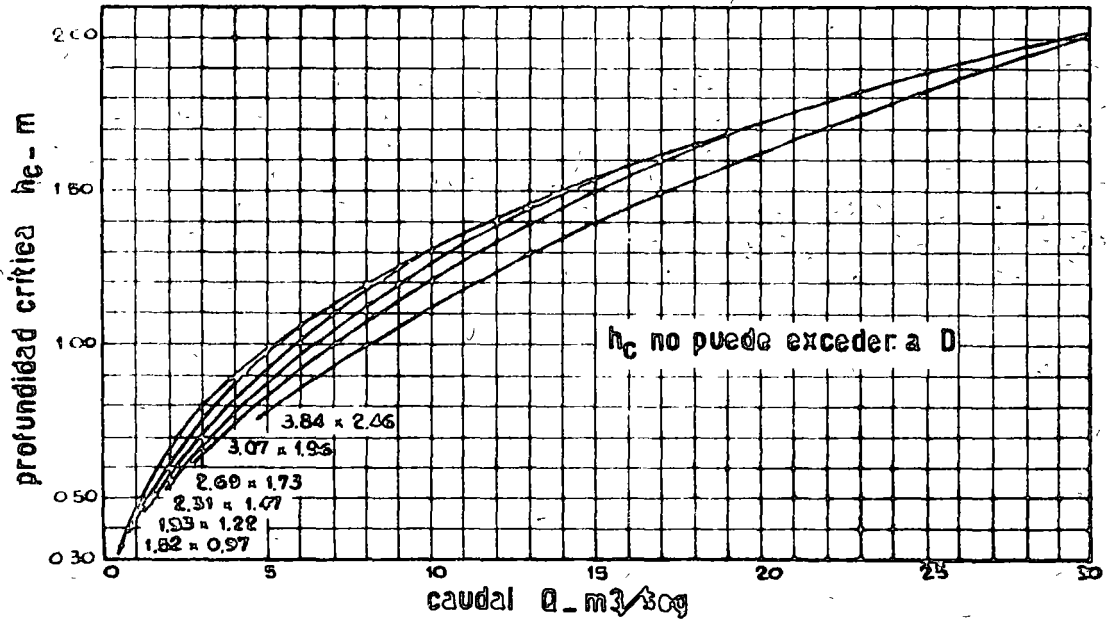
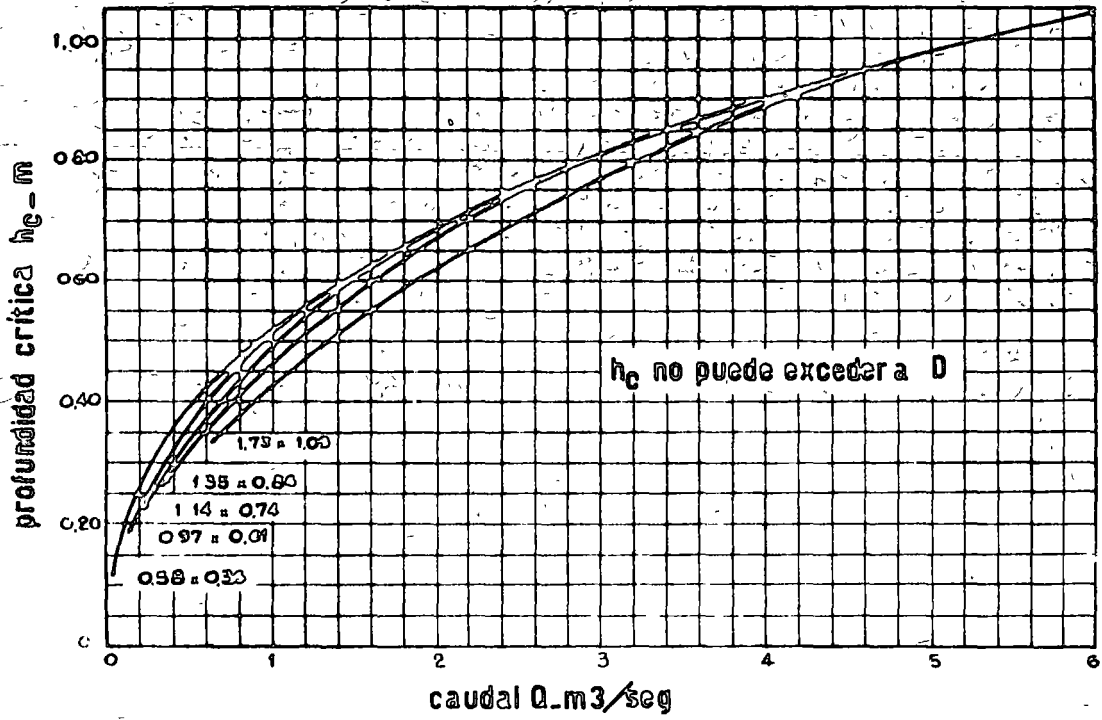


PROFUNDIDAD CRITICA
 SECCION RECTANGULAR



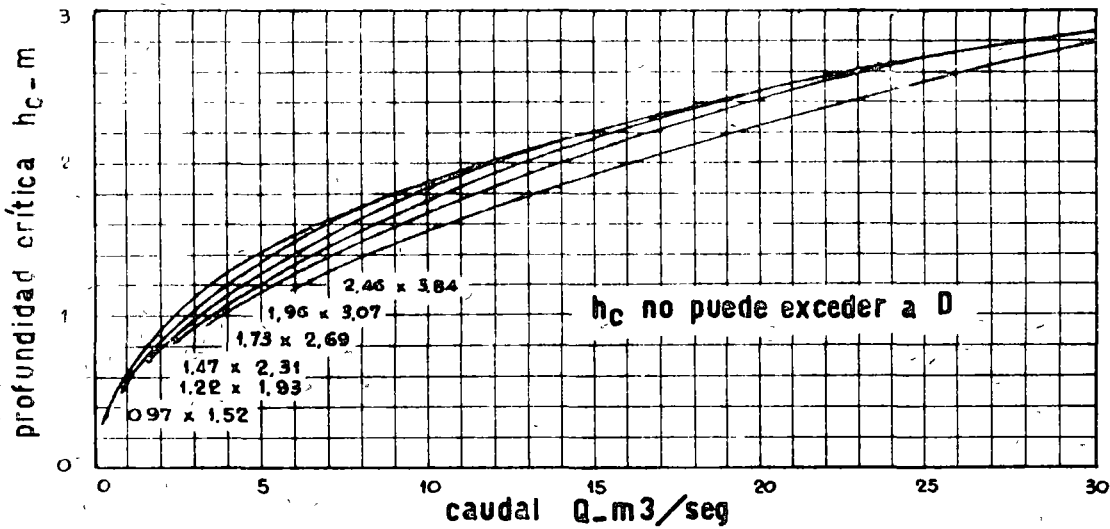
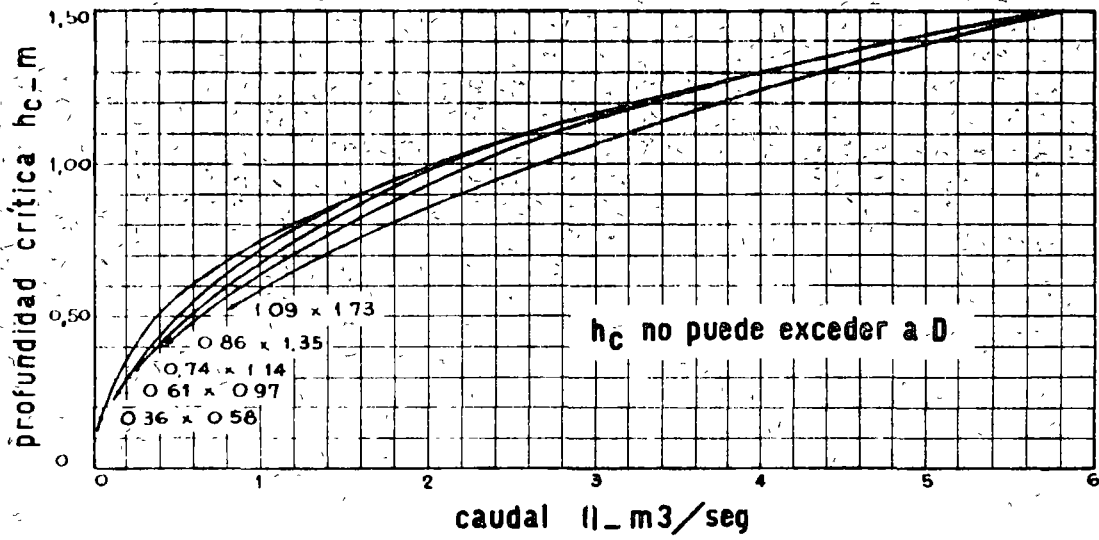
PROFUNDIDAD CRITICA
CANOS CIRCULARES

GRAFICO N° 17



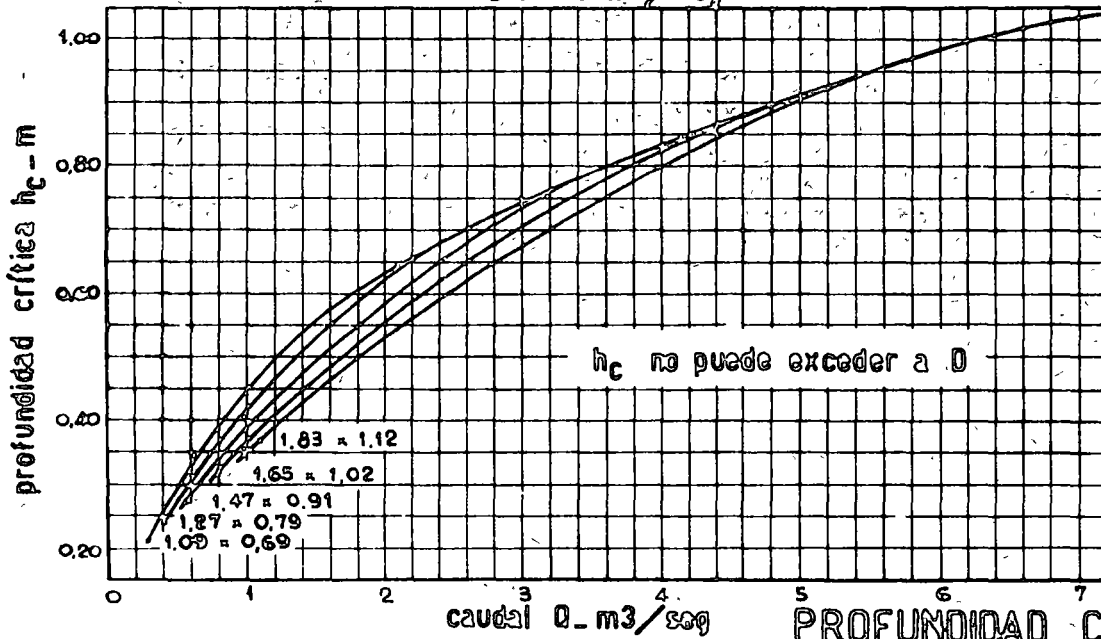
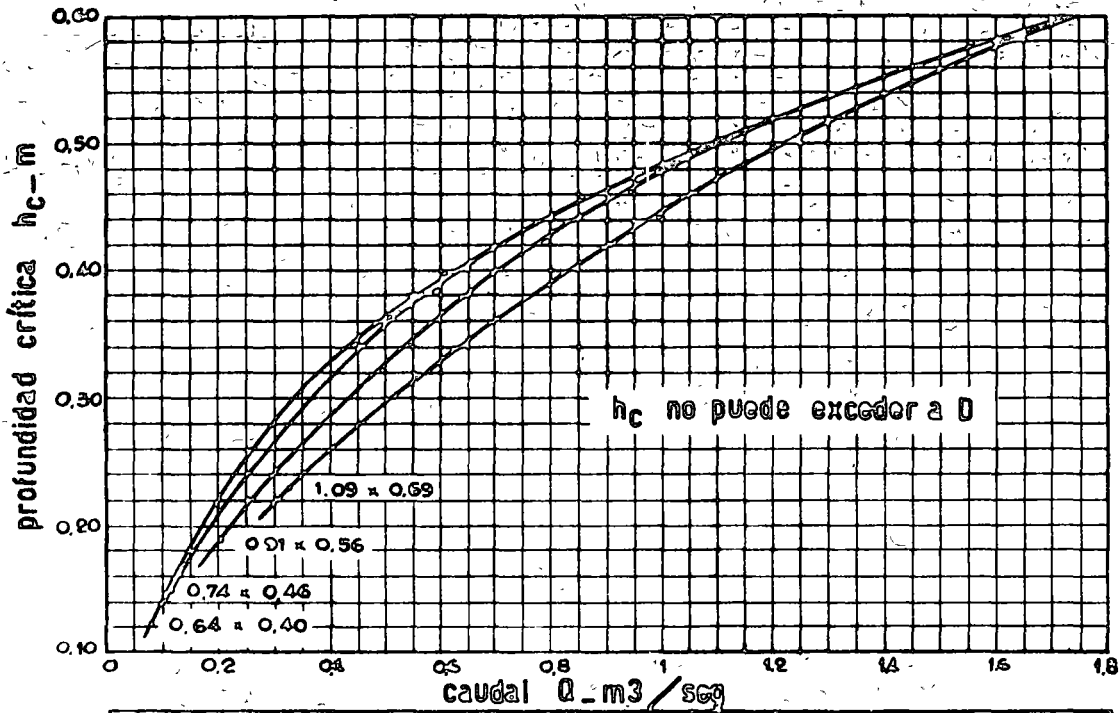
PROFUNDIDAD CRITICA
CANOS OVALADOS DE HORMIGON
EJE MAYOR HORIZONTAL

GRAFICO N°18



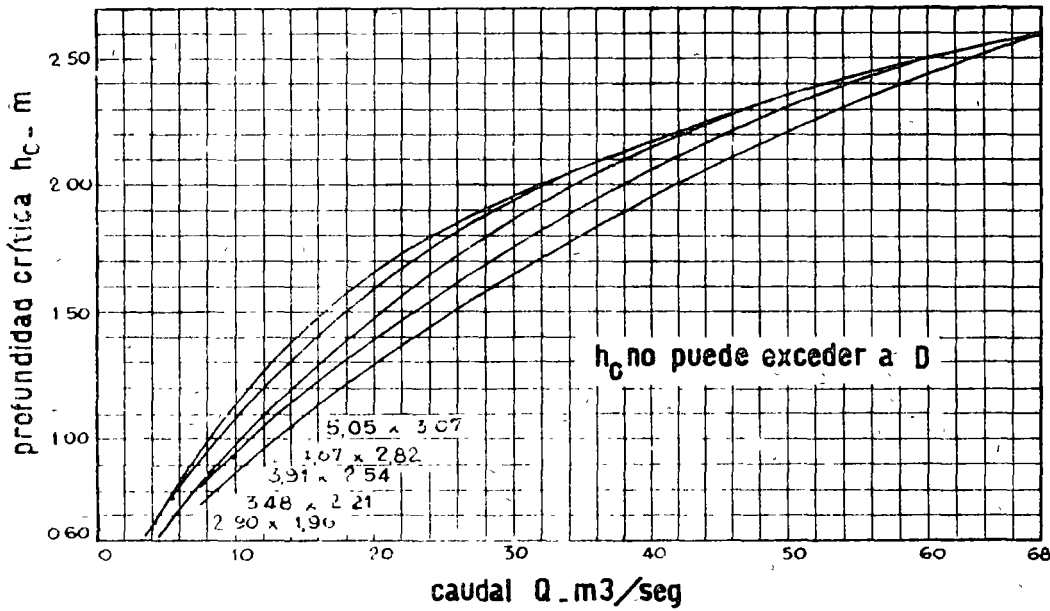
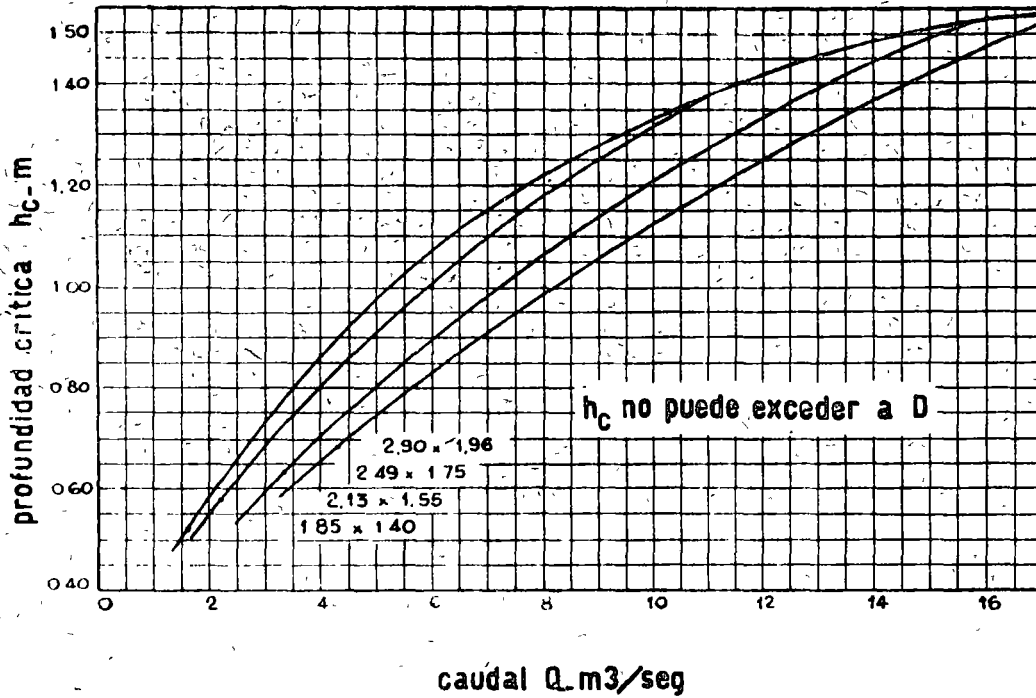
PROFUNDIDAD CRITICA CAÑOS OVALADOS DE HORMIGON EJE MAYOR VERTICAL

GRAFICO N°19



PROFUNDIDAD CRÍTICA
CAÑOS ABOVEDADOS STANDARD
DE METAL CORRUGADO

GRAFICO Nº 20



PROFUNDIDAD CRITICA
CAÑOS ABOVEDADOS DE PLANCHAS
DE METAL CORRUGADO

///.

Apéndice A - CURVAS DE FUNCIONAMIENTO.

La principal desventaja del uso de los nomogramas para el dimensionamiento de alcantarillas, consiste en que debe usarse el método de aproximaciones sucesivas descrito en esta circular.-

Algunos ingenieros que escogen las alcantarillas dentro de un número limitado de tipos, encuentran ventajoso preparar curvas de funcionamiento, tal como las indicadas en la figura 8.- Estas curvas son aplicables a un rango de valores de profundidades a la entrada y caudales de descarga para una cierta longitud y tipo de alcantarilla. Usualmente, gráficos con intervalos de longitud del orden de los 10 metros, son satisfactorios a los fines del diseño.-

La figura 8 ha sido confeccionada volcando los valores tabulados a continuación.- Estos valores fueron obtenidos de los nomogramas de esta circular. (Para hacer estos cálculos pueden utilizarse los programas de cálculo del Bureau of Public Roads).-

En primer término, figura la tabulación correspondiente a la curva con control de entrada de la figura 8, y en segundo término, la correspondiente a las curvas con control de salida.-

Valores para la curva con control de entrada.

| $\frac{H_0}{D}$ (adopt.) | Q (x) (Leído) m ³ /seg. | H_0 (D x H ₀ / D) m |
|-----------------------------|--|--|
| 0,5 | 0,60 | 0,61 |
| 0,6 | 0,82 | 0,73 |
| 0,7 | 1,05 | 0,85 |
| 0,8 | 1,30 | 0,98 |
| 0,9 | 1,58 | 1,10 |
| 1,0 | 1,84 | 1,22 |
| 1,1 | 2,10 | 1,34 |
| 1,3 | 2,55 | 1,59 |
| 1,5 | 2,89 | 1,83 |
| 1,7 | 3,17 | 2,07 |
| 2,0 | 3,57 | 2,44 |
| 2,5 | 4,10 | 3,05 |
| 3,0 | 4,67 | 3,66 |

(x).- Valores para la alcantarilla de embocadura saliente (3) del gráfico N° 5.

D = 1,22m

///,

111.

Valores para las curvas con control de salida

| Q (adopt.) m ³ /seg. | h ₀ (Graf.16) m. | $\frac{h_0 + D}{2}$ (Calc.) m. | H (Graf.11) m. | H ₀ para varias pendientes. | | | | |
|---------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|----------------------|--|------------|-------------|-------------|-------------|
| | | | | 0 % m. | 0,5% m. | 1,0 % m. | 1,5 % m. | 2,0 % m. |
| 0,57 | 0,38 | 0,80 | 0,05 (") | 0,85 | --- | --- | --- | --- |
| 1,13 | 0,58 | 0,90 | 0,26 | 1,16 | 0,85 | 0,55 | 0,24 | --- |
| 1,70 | 0,70 | 0,96 | 0,59 | 1,55 | 1,25 | 0,94 | 0,64 | 0,34 |
| 2,27 | 0,82 | 1,01 | 1,03 | 2,04 | 1,74 | 1,43 | 1,13 | 0,82 |
| 2,83 | 0,94 | 1,08 | 1,50 | 2,68 | 2,37 | 2,07 | 1,76 | 1,46 |
| 3,40 | 1,00 | 1,11 | 2,27 | 3,38 | 3,08 | 2,77 | 2,47 | 2,16 |
| 3,97 | 1,07 | 1,14 | 3,12 | 4,26 | 3,96 | 3,65 | 3,35 | 3,04 |
| 4,53 | 1,13 | 1,17 | 4,13 | 5,30 | 4,99 | 4,69 | 4,38 | 4,08 |

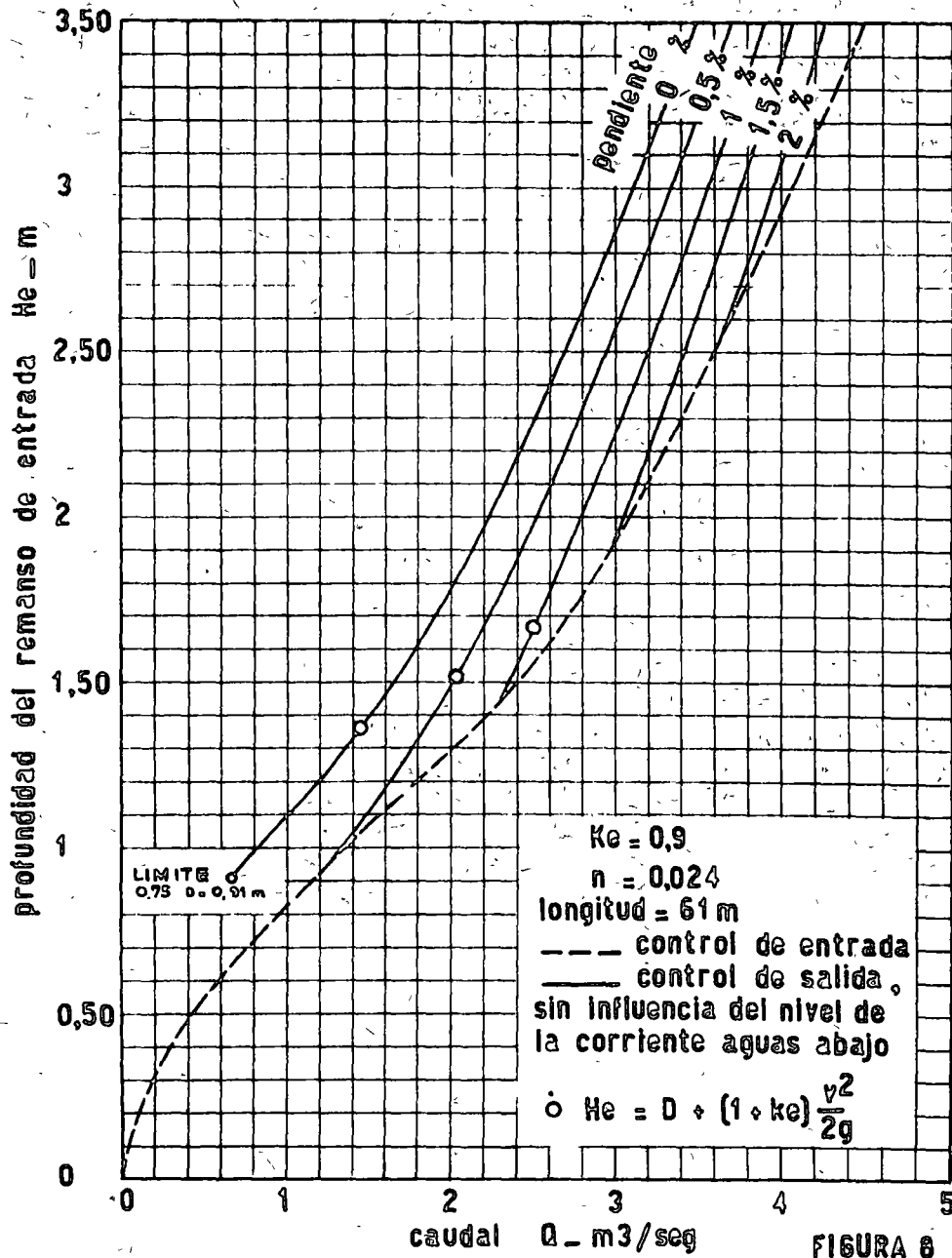
$$H_0 = H + H_1 - L_1 \text{ en donde } H_1 = \frac{h_0 + D}{2}$$

(F) Obtenida del gráfico N° 11 o de la ecuación (2).-

Las curvas obtenidas deben aplicarse solamente para el tipo y longitud de la alcantarilla indicada.-

Alcantarillas emplazadas con pendientes superiores al 2,5 % operarán, dentro del rango de valores graficados, de acuerdo a la curva con control de entrada.- Si no se presenta el caso de salida libre, debe hacerse la corrección de nivel aguas abajo, tal como figura en el Paso 3 b, página 15, "Procedimiento para la selección de las dimensiones de las alcantarillas" -

CURVAS DE FUNCIONAMIENTO PARA
ALCANTARILLAS DE CAÑOS DE METAL
CORRUGADO DE 1,22 M. DE DIAMETRO
CON EMBOCADURA SALIENTE.



Apéndice B - T A B L A S

Tabla 1 - Coeficientes de pérdida de carga a la entrada.

Valores de los coeficientes k_0 , que multiplicados por la altura cinética $\frac{v^2}{2g}$ determinan la pérdida de carga a la entrada de alcantarillas que escurren llenas o parcialmente llenas, con control de salida.

Pérdida de carga a la entrada: $h_0 = k_0 \frac{v^2}{2g}$

Tipo de estructura y características de la embocadura

| <u>Caños de hormigón.</u> | <u>Coefficiente k_e</u> |
|---|--------------------------------------|
| Conducto prolongado fuera del terraplén, con enchufe dirigido hacia aguas arriba..... | 0,2 |
| Idem anterior, pero con espiga dirigida hacia aguas arriba..... | 0,5 |
| Con muro de cabecera, con o sin muros de alas, con enchufe dirigido hacia aguas arriba..... | 0,2 |
| Idem anterior, pero con espiga dirigida hacia aguas arriba..... | 0,5 |
| Cualquier condición, pero con el borde del conducto redondeado ($r = 1/12 D$)..... | 0,2 |
| (xx) Idem anterior con el borde del conducto achaflanado..... | 0,2 |
| Cortado en bisel, conformado al talud del terraplén..... | 0,7 |
| (x) Con sección terminal de entrada, conformada al talud del terraplén..... | 0,5 |

Caños circulares o abovedados de metal corrugado

| | |
|--|------|
| Conducto prolongado fuera del terraplén, (sin muro de cabecera)..... | 0,9 |
| Con muro de cabecera, en ángulo recto con el eje del conducto, con o sin muros de ala, bordes con aristas vivas..... | 0,5 |
| (xx) Idem anterior, con el borde del conducto achaflanado..... | 0,25 |
| Cortado en bisel, conformado a los taludos del terraplén..... | 0,7 |
| (x) Con sección terminal de entrada, conformada al talud del terraplén... | 0,5 |

Alcantarillas de cajón, de hormigón armado

| | |
|--|-----|
| Con muro de cabecera, en ángulo recto con el eje de la alcantarilla, sin muros de ala. | |
| Bordes de aristas vivas..... | 0,5 |
| Bordes redondeados ($r = 1/12 D$)..... | 0,2 |
| Idem anterior, pero con muros de ala formando ángulos entre 30° y 75° con el eje del conducto. | |
| Borde del dintel con aristas vivas..... | 0,4 |
| Borde del dintel redondeado. ($r = 1/12 D$)..... | 0,2 |
| Idem anterior, pero con muros de ala formando ángulos entre 10° y 25° con el eje del conducto. | |
| Borde del dintel con aristas vivas..... | 0,5 |

///.

Idem anterior, pero con muros de ala paralelos (prolongando los estribos).

Borde del dintel con aristas vivas..... 0,7

(xii) Idem anterior, pero con muros de ala alabados, identificados con los estribos en correspondencia con el comienzo de la sección transversal completa de la alcantarilla.

Borde del dintel redondeado. ($r = 1/4 D$)..... 0,1

(x) NOTA:

Las "secciones terminales de entrada, conformadas al talud del terraplén", son las secciones ejecutadas de hormigón o metal, comunmente ofrecidas por los fabricantes.- De acuerdo a limitados ensayos hidráulicos, tanto para escurrimientos con control de entrada, como de salida, son de operación equivalente a la de los muros de cabecera.- Algunas secciones terminales, con embocadura abocinada en todo el contorno, ofrecen un comportamiento hidráulico superior.- Para proyectar alcantarillas con estas secciones terminales, pueden usarse los coeficientes consignados para embocaduras achaflandadas.-

(xii) NOTA DEL TRADUCTOR:

Los coeficientes k_e para estas embocaduras, no figuran en la publicación original.-

Tabla 2 - Valores de la rugosidad "n" de Manning para cauces naturales ^{5/} (Ancho superficial durante las crecientes, inferior a 30 metros).-

1 - Secciones francamente regulares.

- a. Con algo de pasto y malezas, con pocas y sin arbustos..... 0,030 a 0,035
- b. Con muchas malezas, profundidad de la corriente mayor que la altura de aquellos..... 0,035 a 0,050
- c. Con algo de malezas y vegetación rala de arbustos en las márgenes..... 0,035 a 0,050
- d. Con algo de malezas y tupida vegetación de arbustos en las márgenes..... 0,050 a 0,070
- e. Con algo de malezas, y tupidas acunales en las márgenes..... 0,050 a 0,080
- f. Con árboles en el cauce, cuyas ramas quedan sumergidas para altos niveles de corriente, aumentar los valores anteriores entre..... 0,010 a 0,020

2 - Secciones irregulares, con remansos y pequeñas meandros, aumentar los valores anteriores entre..... 0,010 a 0,020

3 - Corrientes en zonas montañosas, sin vegetación en el cauce, márgenes comunmente empinadas, con árboles y arbustos a lo largo de las riberas, sumergidas durante las crecientes.

- a) Fondo de grava, cantos rodados, y pocos bloques erráticos..... 0,040 a 0,050
- b) Fondo de cantos rodados y grandes bloques erráticos..... 0,050 a 0,070

^{5/} De la publicación "Design Charts for Open Channel Flow". (ver referencias página 13).-

PROYECTO 7-46 (1)

PROYECTISTA JAF

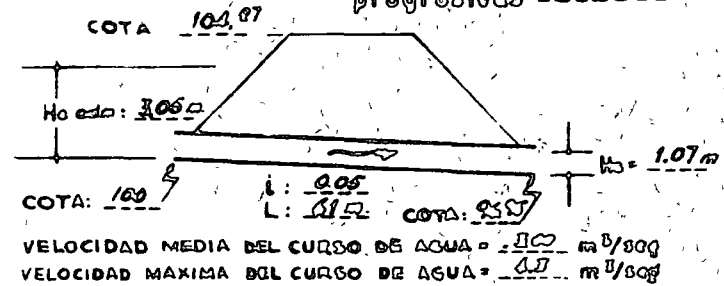
Fecha 8-9-64

DATOS HIDROLOGICOS Y DEL CAUCE

$Q_1 = 5.1 \text{ m}^3/\text{seg}$ $Q_{25} =$ $H_{01} = 1.07 \text{ m}$
 $Q_2 = 6.4 \text{ m}^3/\text{seg}$ $Q_{50} =$ $H_{02} = 1.37 \text{ m}$

(Q_1 = CAUDAL DE DISEÑO; P EJEMPLO Q_{25}
 Q_2 = CAUDAL DE CONFRONTACION; P EJ $Q_{50} = Q_{100}$)

CROQUIS progresivas - 9675



0
40
0

| DESCRIPCION DE LA ALCANTARILLA, TIPO DE EMPUJAS (RA) | Q | DIMENSIONES | CALCULO DE LA PROFUNDIDAD A LA ENTRADA | | | | | | | | | | | VELOCIDAD DE SALIDA | COSTO | OBSERVACIONES | | | |
|--|-----|-------------|--|-------|-----------------|------|-------|---------|-------|-----------------------|-------|-------|------|---------------------|-------|---------------|----------|--------------------|---|
| | | | CONT. DE ENTRA | | CONT. DE SALIDA | | | | | $H_0 = H + H_1 - L_i$ | | | | | | | M. ENTRA | VELOCIDAD DE ENTRA | |
| | | | H_0/D | H_e | K_0 | H | L_e | D_0/D | H_0 | H_1 | L_i | H_0 | | | | | | | |
| Circular, de cal. corr. fudo, ancl. roscado. | 5.1 | | 1.5 | 2.28 | $D = 1.52 D$ | | | | | | | | | | | | | | |
| " | 5.1 | 1.37 | 2.2 | 3.01 | 0.9 | 2.95 | 1.7 | 1.80 | 1.07 | 1.20 | 3.05 | 1.19 | 3.01 | 5.0 | | | | | |
| " | 6.4 | 1.37 | 3.15 | 4.33 | 0.9 | 4.67 | 1.7 | 1.80 | 1.33 | 3.05 | 2.95 | 4.28 | 5.2 | | | | | | H_0 requerido para Q_2 , obtener $D = 1.52$ |
| " | 5.1 | 1.52 | 1.51 | 2.70 | 0.9 | 1.80 | 1.7 | 1.25 | 1.07 | 1.25 | 3.05 | 0.10 | 2.90 | 5.1 | | | | | |
| " | 6.4 | 1.52 | 2.1 | 3.20 | 0.9 | 2.82 | 1.20 | 1.60 | 1.20 | 3.05 | 1.17 | 3.80 | 5.3 | | | | | | |

RESUMEN Y RECOMENDACIONES — Se han obtenido las velocidades de los gráficos 16 y 17 "Dodge Charts For open channel flow" (Pag. 5-11). Las velocidades de salida son aproximadamente las mismas para cada uno de los canales, lo que indica que la variación en las dimensiones tiene poca influencia. — La selección final de las dimensiones ($D = 1,37$ ó $1,52$) depende de la confianza del proyectista en la estimación del caudal, y en los daños que se ocasionara si ocurriera una crecida mayor. — Observese que H_0 debería ser mayor que 3,11m para que el escurrimiento sea gobernado por el control de salida en el caso del caso de $D = 1,37$ con $5,1 \text{ m}^3/\text{seg}$. — La exacta determinación de H_0 es innecesaria en la mayoría de los casos.

APLICACIONES DE LA MECANICA DE FLUIDOS

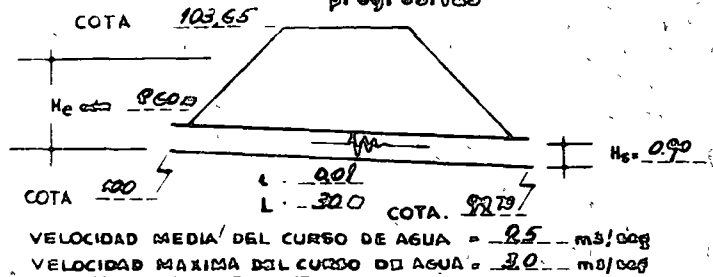
PROYECTO 142-B-

PROYECTISTA LOK
 fecha 2.8.64

DATOS HIDROLOGICOS Y DEL CAUCE

$Q_1 = 4.5 \text{ m}^3/\text{seg} = Q_{50}$ $H_{s1} = 0.90 \text{ m}$
 $Q_2 = \text{---} \text{ m}^3/\text{seg}$ $H_{s2} = \text{---} \text{ m}$
 ($Q_1 =$ CAUDAL DE DISEÑO. POR EJEMPLO Q_{50}
 $Q_2 =$ CAUDAL DE CONTRONACION. POR EJEMPLO Q_{25})

CROQUIS progresivas 47.200



- 67 -

| DESCRIPCION DE LA ALCANTARILLA (TIPO DE EMBOCADURA) | Q m³/seg | DIMENSIONES D m | CALCULO DE LA PROFUNDIDAD A LA ENTRADA | | | | | | | | | | VELOCIDAD DE SALIDA m/seg | COSTO | OBSERVACIONES | |
|--|-------------|-----------------------|--|-------|-------|------|-------|---|-------|-------|-------|-------|------------------------------|-------|---------------|--|
| | | | CONTROL DE ENT | | | | | CONTROL DE SALIDA $H_0 = H + H_1 - L_1$ | | | | | | | | |
| | | | $\frac{H_0}{D}$ | H_e | K_e | H | h_c | $\frac{h_c + D}{2}$ | H_s | H_1 | L_1 | H_0 | | | | |
| Circular de metal corrugado (fondo de cabeza) | 4.5 | 1.37 | 1.56 | 2.13 | | | | | | | | | | | | H_e menor que 2.60 m Probar con $D = 1.68 \text{ m}$ |
| " | 4.5 | 1.22 | 2.25 | 2.74 | 0.5 | 2.53 | 1.13 | 1.17 | 0.90 | 1.17 | 0.30 | 3.00 | 3.00 | 4.00 | | H_e muy alto Probar con $D = 1.37 \text{ m}$ |
| " | 4.5 | 1.37 | 1.56 | 2.13 | 0.5 | 1.43 | 1.10 | 1.24 | 0.90 | 1.24 | 0.30 | 2.37 | 2.37 | 3.4 | | Velocidad de salida baja - L_1 baja. |
| Circ de hormigón Aristas vivas. Fondo de cabeza | 4.5 | 1.22 | 2.35 | 2.87 | 0.5 | 1.43 | 1.13 | 1.17 | 0.90 | 1.17 | 0.30 | 2.30 | 2.87 | 4.3 | | L_1 alto. Espir $D = 1.37 \text{ m}$ |
| " | 4.5 | 1.37 | 1.6 | 2.19 | 0.5 | 0.80 | 1.10 | 1.24 | 0.90 | 1.24 | 0.30 | 1.82 | 2.19 | 4.5 | | H_0 baja. Veloc. excesiva. Espir $D = 1.82$ anchufable. |
| Circ de hormigón Emboz enchufable | 4.5 | 1.22 | 1.95 | 2.37 | 0.2 | 1.22 | 1.13 | 1.17 | 0.90 | 1.17 | 0.30 | 2.19 | 2.37 | 4.3 | | H_0 baja - Veloc. de salida alta. |

RESUMEN Y RECOMENDACIONES — Una alcantarilla de caños circulares de metal corrugado de $D = 1,37 \text{ m}$ mantendrá la profundidad del rancho de entrada debajo de la cota mínima, con un mínimo de velocidad de salida — Una alcantarilla de caños de hormigón de $D = 1,22 \text{ m}$, con embocadura enchufable, da el mismo H_0 y velocidad de salida ligeramente mayor. — Para algunos emplazamientos podría ser necesaria, a la salida, la protección del cauce contra la erosión. —

PROYECTO

E-14-2(3)

PROYECTISTA

FPR

fecha 2 10 64

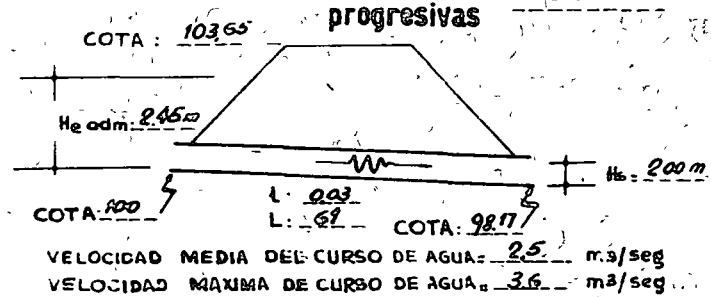
DATOS HIDROLOGICOS Y DEL CAUCE

CROQUIS

6421

Q₁ 11.3 m³/seg = Q₅₀ H_{s1} 2.00 m
 Q₂ ----- m³/seg H_{s2} ----- m

(Q₁: CAUDAL DE DISEÑO, POR EJEMPLO Q₂₅
 Q₂: CAUDAL DE CONFRONTACION, PEJ. Q₅₀ ó Q₁₀₀)



| DESCRIPCION DE LA ALCANTARILLA (TIPO DE EMBOCADURA) | Q m ³ /seg | DISEÑO SLOTTES | CALCULO DE LA PROFUNDIDAD A LA ENTRADA | | | | | | | | | | H _e DETER. MINANTE m | VELOCIDAD DE SALIDA m/seg | COSTO | OBSERVACIONES | |
|---|--------------------------|-------------------|--|---------------------|---|--------|---------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------------------------|------------------------------|-------|--------------------------|--|
| | | | CONT DE ENT | | CONTROL DE SALIDA: H _e = H + H ₁ - L _i | | | | | | | | | | | | |
| | | | H _e m | H ₀ m | K _e | H m | h _c m | h ₀ +D m | H _s m | H ₁ m | L _i m | H _e m | | | | | |
| Circular de hormigón Emboc. sol enchufable | 11.3 | | 1.5 | | | | | | | | | | | | | | H _e = 2.97 m Demasiado alto, aquí D = 2.13 m |
| " | 11.3 | 2.13 | 1.18 | 2.51 | | | | | | | | | | | | | H _e alto - probar D = 2.29 |
| " | 11.3 | 2.29 | 1.05 | 2.00 | 0.2 | 0.58 | 1.68 | 1.93 | 2.00 | 2.00 | 1.83 | 0.75 | 2.00 | 8.5 | 3.0 | Cent. Ent. Cent. Sal. | De ser muy grande usar 2 filas de caños |
| El mismo tipo 2 filas de caños | 5.65 | 1.37 | 1.85 | 2.53 | | | | | | | | | | | | | Demasiado chicas. |
| " | 5.65 | 1.52 | 1.38 | 2.10 | 0.2 | 1.03 | 1.22 | 1.37 | 2.00 | 2.00 | 1.83 | 1.20 | 2.10 | 7.0 | 3.0 | Cent. Ent. Cent. Sal. | Puede usarse. Verch. servaciones al pie. |
| Circ de metal corrugado Emb bocanaria B(227) | 5.65 | 1.52 | 1.34 | 2.04 | 0.25 | 1.87 | 1.22 | 1.37 | 2.00 | 2.00 | 1.83 | 2.00 | 2.00 | 4.3 | 3.0 | Cent. Ent. Cent. Sal. | Puede usarse. La emboc. bocanaria "B" también puede usarse aquí. |
| Puede probarse alcantarillas simples ovaladas de hormigón o tuberías abov de metal corrugado. | | | | | | | | | | | | | | | | | |

RESUMEN Y RECOMENDACIONES

Problema presentado para ilustrar el uso de dos filas de caños si una sola es de caños muy altos o no utilizable. - El escurrimiento es gobernado por el control de entrada. H₀ sumerge la salida para todas las alcantarillas dobles. Las velocidades de salida se han calculado tanto para escurrimiento con control de entrada como para escurrimiento a conducto lleno originado por el nivel del agua a la salida. Dos filas de caños de D = 1.22m con las embocaduras indicadas, satisfacen las limitaciones de H₀. - Las alcantarillas de caños de hormigón darían velocidades de salida considerablemente mayores si el tirante del agua H₀ no fuera el suficiente como para obtener el escurrimiento a conducto lleno en la salida. -

PROYECTO

I-85.2

PROYECTISTA

L.A.H

fecha 2.12.64

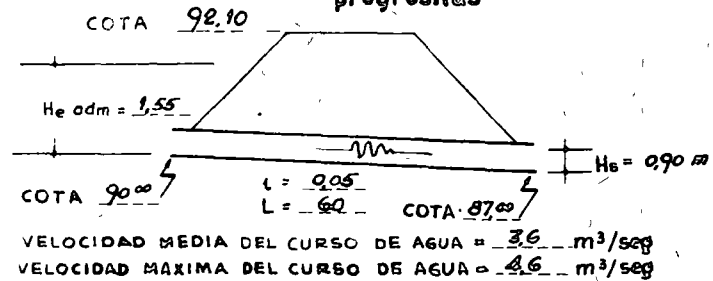
DATOS HIDROLOGICOS Y DEL CAUCE

$Q_1 = 3.4 \text{ m}^3/\text{seg} = Q_{25}$ $H_{s1} = 0.90 \text{ m}$
 $Q_2 = \text{---} \text{ m}^3/\text{seg}$ $H_{s2} = \text{---} \text{ m}$

(Q_1 = CAUDAL DE DISEÑO; P EJEMPLO Q_{25}
 Q_2 = CAUDAL DE CONFRONTACION P EJ Q_{50} ó Q_{100})

CROQUIS

53.215



- 51 -

| DESCRIPCION DE LA ALCANTARILLA (TIPO DE EMBOCADURA) | Q m³/seg | DIMENSIONES | CALCULO DE LA PROFUNDIDAD A LA ENTRADA | | | | | | | | | | HE DETERMINANTE | VELOCIDAD DE SALIDA m/seg | COSTO | OBSERVACIONES | |
|---|-------------|-------------|--|-------|-------------------|------|-------|---------------------|-------|-------|----------------------|-------|-----------------|------------------------------|-------|---------------|--|
| | | | CONT DE ENTR | | CONTROL DE SALIDA | | | | | | $H_p = H + H_1 - LL$ | | | | | | |
| | | | $\frac{H_e}{D}$ | H_e | K_e | H | h_c | $\frac{h_c + D}{2}$ | H_s | H_1 | LL | H_e | | | | | |
| Circular de metal corrugado cortada a bivel | 3.4 | 1.37 | 1.25 | 1.71 | | | | | | | | | | | | | H_0 otto Probar $D = 1.52 \text{ m}$ |
| Circular de metal corrugado cortada a bivel | 3.4 | 1.52 | 0.97 | 1.47 | 0.7 | 0.76 | 0.91 | 1.22 | 0.90 | 1.22 | 3.00 | 1.47 | | | | | La nacarita mayor tapada. Probar H_0 otto. |
| Tubo abov de metal corrugado cortado a bivel. | 3.4 | 1.83 | 1.12 | 1.24 | 1.39 | 0.7 | 1.03 | 0.73 | 0.92 | 0.90 | 0.92 | 3.00 | 1.39 | | | | Cortar con altont. de caja. |
| Alcant de Hormigon de cajón. Alas a 30° | 3.4 | 1.22 | 1.22 | 1.23 | 1.50 | 0.8 | 0.61 | 0.94 | 1.08 | 0.90 | 1.08 | 3.00 | 1.50 | | | | |
| Ovalada de hormig. Embocadura enchufal | 3.4 | 1.52 | 0.96 | 1.5 | 1.46 | 0.2 | 0.88 | 0.82 | 0.89 | 0.90 | 0.90 | 3.00 | 1.46 | | | | |
| Circular de Hormig Emboc enchufal | 3.4 | 1.37 | 1.11 | 1.52 | 0.2 | 0.52 | 0.94 | 1.16 | 0.90 | 1.16 | 3.00 | 1.52 | | | | | |

RESUMEN Y RECOMENDACIONES

El proyectista deberá considerar para seleccionar el tipo de alcantarilla, el costo de la obra, practicabilidad, emplazamiento, requisitos de tapada, etc., las alcantarillas de tubos abovedados de metal corrugado, o las ovaladas de hormigón, pueden ser una solución cuando la altura del terraplén es pequeña.-



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

HIDROLOGIA SUBTERRANEA

ING. GERMAN FIGUEROA VEGA



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



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

HIDROLOGIA SUBTERRANEA

Introducción General

Nociones de Hidrología

Nociones de Geofísica

Perforación, desarrollo y áforo de pozos

Hidráulica de pozos

Hidráulica de acuíferos y modelos de simulación

Ejemplos y problemas



INGENIERIA
HIDRAULICA
en México

EL ESTUDIO DEL AGUA SUBTERRANEA

Por el Ing.
GERMAN FIGUEROA VEGA

MEXICO, D. F.
1968



El estudio del agua subterránea

Por el Ing. Germán FIGUEROA VEGA

Jefe de Estudios Especiales de la Comisión
Hidrológica de la Cuenca del Valle de México

CAPÍTULO I

EL CICLO HIDROLOGICO

EL agua, elemento indispensable para la vida humana sobre la Tierra, tuvo su origen durante la etapa de enfriamiento que dio lugar a la formación de continentes y mares. Las teorías generalmente aceptadas sobre la formación de la Tierra indican que, en un principio, nuestro Sol y sistema planetario formaban en conjunto una enorme nebulosa en proceso de enfriamiento. Durante dicho proceso, se produjeron separaciones de la masa central dando lugar a la formación de los planetas. Las masas constituyentes de los planetas así formados se encontraban en un estado fluido que distaba mucho de ser homogéneo, debido a que los elementos de mayor densidad se acumularon cerca del centro de gravedad, seguidos en orden decreciente de densidad, por los más ligeros.

Con la evolución del proceso de enfriamiento se inició la formación de una costra que encerró a los materiales más densos, actualmente llamados litosfera, dejando en su exterior a los materiales de menor densidad, que posteriormente formaron lo que actualmente se conoce como hidrosfera y atmósfera. El agua, en su forma actual, aún no existía o, en el mejor de los casos, existía solamente en forma de vapor recalentado.

La continua pérdida de calor en forma de energía radiante hacia el espacio exterior redujo la temperatura de la masa gaseosa que rodeaba a la litosfera, hasta un punto tal que fue posible la condensación del agua. La lluvia así producida, de proporciones inimaginables, llenó los huecos y cavidades de la costra recientemente formada, dando lugar a los mares y a las primeras aguas subterráneas que, con toda seguridad, circularon por las grietas de enfriamiento de las rocas ígneas. Desde el momento mismo de su condensación, el agua sobre la superficie de la Tierra ha estado en continuo movimiento debido, por una parte, al movimiento de la misma, y principalmente a la energía radiante recibida del Sol.

En efecto, la energía solar hace que el agua de los mares se evapore formando nubes que posteriormente, al enfriarse, provocan lluvias. Estas se evaporan durante su caída o se precipitan sobre los continentes y mares. El agua que cae sobre los continentes se infiltra, escurre o se evapora; las aguas que se infiltran o escurren tienden en todo momento a dirigirse hacia el mar o a volver nuevamente hacia la atmósfera, a menos que queden atrapadas en algún recipiente estanco. El proceso descrito se repite una y otra vez, dando lugar a lo que se ha definido como Ciclo Hidrológico.

El hecho de que el agua sea indispensable a los seres vivos resulta lógico, si se piensa que en algún momento del proceso descrito la agitación del agua en los océanos, la temperatura y demás condiciones ambientales, fueron propicias a la formación de las primeras moléculas de proteína, a las primeras células y, posteriormente, por un proceso de evolución biológica, a todos los seres vivos que han existido y existen sobre la Tierra.

La continua acción erosiva que ejerce el agua durante algunas fases de su ciclo hidrológico ha sido, y seguirá siendo, uno de los principales factores del modelado de la superficie terrestre y del cambio operado sobre la misma desde la primera lluvia hasta nuestros días, dando lugar, conjuntamente con el resto de agentes erosivos, de intemperización y metamorfismo, a la formación de toda la gama de rocas sedimentarias y metamórficas, cuyos poros, grietas y cavidades, conjuntamente con los de las rocas ígneas, constituyen los espacios por los que circula y en los que se almacena el agua subterránea.

CAPÍTULO II

LA BUSQUEDA DEL AGUA SUBTERRÁNEA

2.1 Indicios biológicos

Aunque el agua subterránea ha sido utilizada por el hombre prácticamente desde la aparición de



este último sobre la faz de la Tierra, el empleo de la misma se redujo por mucho tiempo a la utilización de los caudales de agua subterránea que brotaban hacia la superficie en forma espontánea, sea hacia los cauces de los ríos y lagos o sea en forma de manantiales.

Las referencias más antiguas conocidas sobre la explotación directa del agua subterránea por medio de pozos, galerías de captación, etc., se encuentran probablemente en la Biblia, aunque se desconoce la razón que impulsó al hombre hacia tal búsqueda.

Es perfectamente conocido que algunos animales de zonas áridas tienen habilidad natural para olfatear la presencia del agua cuando ésta se encuentra cerca de la superficie del terreno, siendo por ello fácilmente alcanzable mediante una excavación que el mismo animal ejecuta. Posiblemente la observación de este hecho por el hombre lo haya decidido a imitar a tales animales, iniciándose en tal forma las captaciones artificiales mencionadas.

Como la observancia de las plantas es más sencilla que la de los animales y aquéllas también necesitan agua para sustento, es posible que a la observación descrita anteriormente haya seguido la observación de plantas indicadoras de la presencia

de agua y aun de su calidad. El estudio de tales plantas ha tenido recientemente cierto auge y forma parte de lo que actualmente se llama geobotánica.

2.2 Procedimientos exóticos

Existen personas que engañan con pretendidos conocimientos o poderes ocultos, siendo su patente de inmunidad la ignorancia de su víctima. Cuando tales personas lucran cometen delito de fraude; cuando no, dañan solamente en la medida en que son creídas.

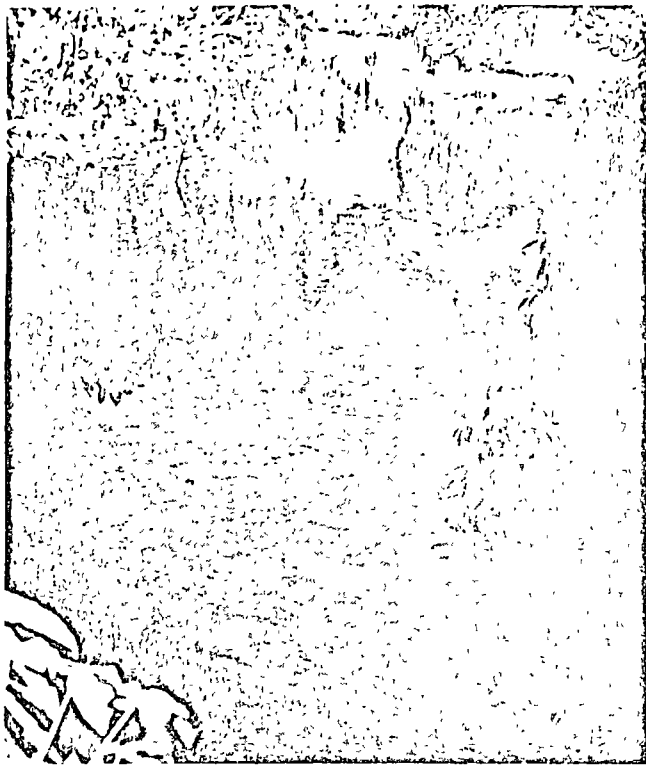
La localización del agua subterránea ha sido por mucho tiempo uno de los temas favoritos de aquellos que pretenden, mediante el auxilio de una vara o un péndulo, localizar cualquier tipo de minerales ocultos, incluyendo el agua subterránea que en cierto modo es un mineral, de tipo muy especial. La localización del agua subterránea por medio de varas u horquetas, es sumamente antigua; los Medas y los Persas la conocían y Marco Polo tuvo noticia de la misma en el Oriente.¹ (Se pretende, incluso, que el origen del procedimiento se remonta a Moisés.)

* Las referencias bibliográficas se encuentran al final del texto.



Nacimiento del río Axlla





Manantial San Juanito, tributario del río Axtla

El que haya habido tales personas en el mundo no es cosa que deba sorprender; lo que sí sorprende es que aquéllas formen sociedades de carácter nacional e incluso mundial a las que se afilian numerosos individuos de buena fe.

A todo aquel que, sin pertenecer a una de las sociedades descritas, cree sinceramente que hay algo de misterioso en las localizaciones de agua subterránea efectuadas por medio de una vara o un péndulo, le conviene saber lo que todo perforista de petróleo sabe: que lo verdaderamente difícil no es encontrar, sino no encontrar agua en alguno de los estratos que se atraviesan con una perforación. Lo anterior se demuestra por el hecho de que prácticamente en todas las perforaciones petroleras se encuentra agua aunque, por desgracia, no en todas se encuentra petróleo.

Más adelante se verá que existen procedimientos perfectamente racionales y comprobados, para efectuar la localización de las aguas subterráneas, y que tales procedimientos hacen innecesario el empleo de los procedimientos exóticos aquí descritos.

2.3 Presencia y movilidad del agua

El agua subterránea puede encontrarse estática o en movimiento. La explotación del agua subterránea exige siempre el movimiento de la misma. Desde este punto de vista existen dos condiciones que una formación geológica cualquiera debe cum-

plir para que resulte atractiva la explotación de agua subterránea en ella. Dichas condiciones son: la formación debe contener volúmenes importantes de agua y permitir su libre circulación.

La primera condición puede cumplirse cuando la formación geológica tenga una cierta proporción de vacíos, vacíos que pueden ser poros, grietas o cavidades de orígenes diversos. Sin embargo, la presencia de vacíos capaces de contener agua, por sí sola, no es suficiente para que la formación sea atractiva desde el punto de vista de su explotación. Los huecos deben estar interconectados de manera que el agua pueda pasar de uno a otro en sucesión continua para aflorar finalmente en las captaciones, sean éstas naturales o artificiales.

En otras palabras, la formación debe reunir simultáneamente las características de presencia y movilidad del agua a través de la misma. A las formaciones que cumplen con la condición anterior, se les llama acuíferos.

2.4 Hidrogeología

Puede definirse la hidrogeología como la geología aplicada a la búsqueda del agua subterránea. En geología es usual llamar rocas a todas las formaciones geológicas, así se trate de suelos. A estos últimos algunas veces se les llama regolita.

Los planos geológicos comunes generalmente clasifican las rocas desde dos puntos de vista: atendiendo a su edad y atendiendo a su origen.

La clasificación por edades permite formar una idea sobre la posición relativa que guardan las diversas formaciones. La clasificación por orígenes permite inferir características tales como estructura, textura, densidad, etc.

En un estudio hidrogeológico lo importante en cada caso es definir la mayor o menor facilidad que la formación ofrece a la presencia y movilidad del agua. Para ello es conveniente indicar el tipo y dimensiones de los huecos y su conectividad.

Atendiendo a lo anterior, podría pensarse en una doble clasificación definiendo, por una parte, si se trata de roca impermeable, con fisuras, con cavernas o con poros, y, por la otra, si la facilidad de circulación del agua es muy grande, grande, regular, pequeña, muy pequeña o nula. Por supuesto, cuando el agua circula por fisuras o cavernas es conveniente definir la posición y orientación de las mismas, así como su relación con la profundidad. Además, puesto que el agua circula debido a la acción de la gravedad buscando siempre una carga hidráulica total menor, es importante describir todos los rasgos estructurales que puedan ayudar, obstaculizar, o guiar al flujo.

Un levantamiento hidrogeológico es así una reinterpretación y ampliación de los levantamientos geológicos convencionales, con miras a la búsqueda del agua subterránea. El objetivo final del mismo, es el de poder definir la presencia, extensión y profundidad del o los acuíferos que exis-





Manantial, nacimiento del río Coy

tan en una región dada, así como las posibles características de sus fronteras (permeables o impermeables, de alimentación o fuga) y de todos los rasgos geológicos que puedan contribuir a facilitar, obstaculizar o guiar al flujo. Se entiende que la descripción que pueda lograrse ha de ser en términos generales y, como tal, de carácter cualitativo. Sin embargo, una vez lograda tal descripción se está en posibilidad de, además de indicar la presencia del agua, programar las exploraciones necesarias para pasar al aspecto cuantitativo del problema.

La hidrogeología proporciona así, con el posible auxilio de la geofísica, el medio más racional y certero para la búsqueda del agua subterránea.

CAPÍTULO III

CLASIFICACION GENERAL DE LOS ESTUDIOS

3.1 *Confusión existente*

El proceso de estudio de las aguas subterráneas es un proceso complejo, que engloba dentro de sí una serie de estudios parciales, los cuales, integrados e interpretados conjuntamente, constitu-

yen lo que aquí se ha llamado ESTUDIOS DE AGUAS SUBTERRANEAS. Debido principalmente a que la literatura existente es poco explícita al respecto, existe en nuestro medio una gran confusión en lo referente a estudios de aguas subterráneas, llegándose al grado de confundir el todo con una cualquiera de sus partes. Por ejemplo, la localización del agua descrita en el capítulo anterior, que constituye tan sólo la porción inicial de los estudios de aguas subterráneas, es considerada en sí por muchos de nuestros técnicos como el estudio mismo. El error es debido a que no hay aún cabal conciencia sobre las diferencias que existen entre la simple localización del agua y su total cuantificación.

Con la intención de contribuir al esclarecimiento de la situación descrita, el autor recientemente propuso una clasificación de los estudios de aguas subterráneas.² La clasificación propuesta constituye la base de las secciones que siguen.

3.2 *Clasificación*

Los estudios de aguas subterráneas pueden clasificarse en dos grandes tipos: Estudios cualitativos y estudios cuantitativos. Los primeros tienen por objeto conocer la calidad del agua y dis-



tribución de la misma dentro del o los acuíferos, atendiendo tanto al aspecto físico-químico como al aspecto bacteriológico. Estos estudios serán el objeto del Capítulo IV.

Los estudios cuantitativos pueden dividirse en estudios indirectos y estudios directos

Los primeros se apoyan exclusivamente en mediciones y observaciones efectuadas en la superficie, como son: levantamiento hidrogeológico, registros hidrológicos y climatológicos, estimaciones de evapotranspiración, etc. Se clasifican en conjunto como ESTUDIOS INDIRECTOS DE APRECIACION PRELIMINAR.

Los estudios directos, como su nombre lo indica, utilizan, además de la información indirecta ya mencionada, la información directa proveniente de los acuíferos mismos. Tal información puede referirse a estratigrafía, piezometría y su evolución, caudales de entrada o salida provenientes de o dirigidos hacia la superficie y, finalmente, a los resultados de pruebas de bombeo en régimen transitorio efectuadas en el o los acuíferos, en número adecuado y distribución conveniente.

La información piezométrica, configuraciones y evoluciones, conjuntamente con los datos de entradas y salidas superficiales, pueden ser interpretados dando lugar a un ESTUDIO DIRECTO DE TERCER ORDEN.

Si la información anterior se complementa con los resultados de pruebas de bombeo para, mediante la aplicación de la ley de Darcy y posiblemente de las hipótesis de Dupuit, efectuar estimaciones directas de los caudales que fluyen por los acuíferos, puede llegarse a un estudio más completo o ESTUDIO DIRECTO DE SEGUNDO ORDEN.

Finalmente, si la información directa de todos los tipos mencionados es suficientemente amplia para permitir la elaboración de un modelo geohidrológico, matemático o analógico, permitiendo además, por el periodo cubierto con las configuraciones, evoluciones y datos de entradas y salidas superficiales, efectuar la calibración del mismo, puede llegarse mediante la operación posterior del modelo así preparado al estudio más completo posible o ESTUDIO DIRECTO DE PRIMER ORDEN.

La clasificación descrita en el presente capítulo, aparece en forma esquemática en la figura 1 de la página siguiente. La descripción de los estudios que en ella aparecen son el objeto del Capítulo V.

3.3 Estudios hidrológicos integrales

La clasificación anterior no sería completa si no se tomaran en cuenta los estudios integrales. Se llama así a aquellos estudios que manejan conjuntamente el sistema hidrológico superficial y el sistema hidrológico subterráneo, estableciendo sus mutuas relaciones. Estos estudios serán descritos en el Capítulo VI.

CAPÍTULO IV

ESTUDIOS CUALITATIVOS

4.1 Análisis físico-químico

Los estudios cualitativos del agua subterránea se apoyan en los resultados de análisis físico-químicos y bacteriológicos efectuados sobre la misma. Los análisis físico-químicos, como su nombre lo indica, tienen por objeto efectuar algunas determinaciones de carácter físico como son: temperatura, color, olor, turbiedad y sabor, así como características referentes a la composición química de los iones que aparecen en el agua.

La determinación de los iones que aparecen en el agua es a la fecha una operación relativamente sencilla si se hace uso de las técnicas potenciométricas, volumétricas y colorimétricas, bien conocidas por todo químico. Los detalles de tales técnicas pueden verse en las referencias.^{1 y 4}

4.2 Análisis bacteriológico

Como entre los usos probables del agua subterránea se encuentran el doméstico y el municipal, es necesario también efectuar análisis bacteriológicos de la misma. Dichos análisis caen dentro de la especialidad del Químico-Farmacobiólogo y el detalle de su ejecución puede verse en la referencia.⁷

4.3 Normas de calidad

El agua, para su utilización, debe cumplir con requisitos que dependen de la aplicación específica que se le piensa dar. Los requisitos mencionados varían entre límites muy amplios, tanto si el agua se va a emplear para ser consumida por personas y animales, como si su uso va a ser agrícola o industrial. Para dar una idea sobre lo anterior, basta indicar que por lo que respecta a sólidos totales las especificaciones corrientes generalmente oscilan entre 500 y 1 000 partes por millón si el uso del agua va a ser doméstico, y entre 3 000 y 13 000 si el uso va a ser pecuario, correspondiendo el límite inferior del último rango dado al máximo admisible para aves de corral, y el límite superior al máximo admisible para ovejas adultas.

Por supuesto, tratándose de seres humanos las especificaciones de calidad de agua incluyen límites para los contenidos de un gran número de elementos. Las normas mexicanas establecidas al respecto por la Secretaría de Salubridad y Asistencia en el Diario Oficial del 2 de julio de 1953 aparecen en el APENDICE.

Tratándose de plantas, la calidad del agua se especifica generalmente en términos de sólidos totales, cloruros y boro, así como por lo que se llama "Razón de adsorción de sodio" o RAS, siendo ésta la razón de la concentración de sodio, en miliequivalentes por litro, a la raíz cuadrada del promedio de las concentraciones respectivas de calcio y



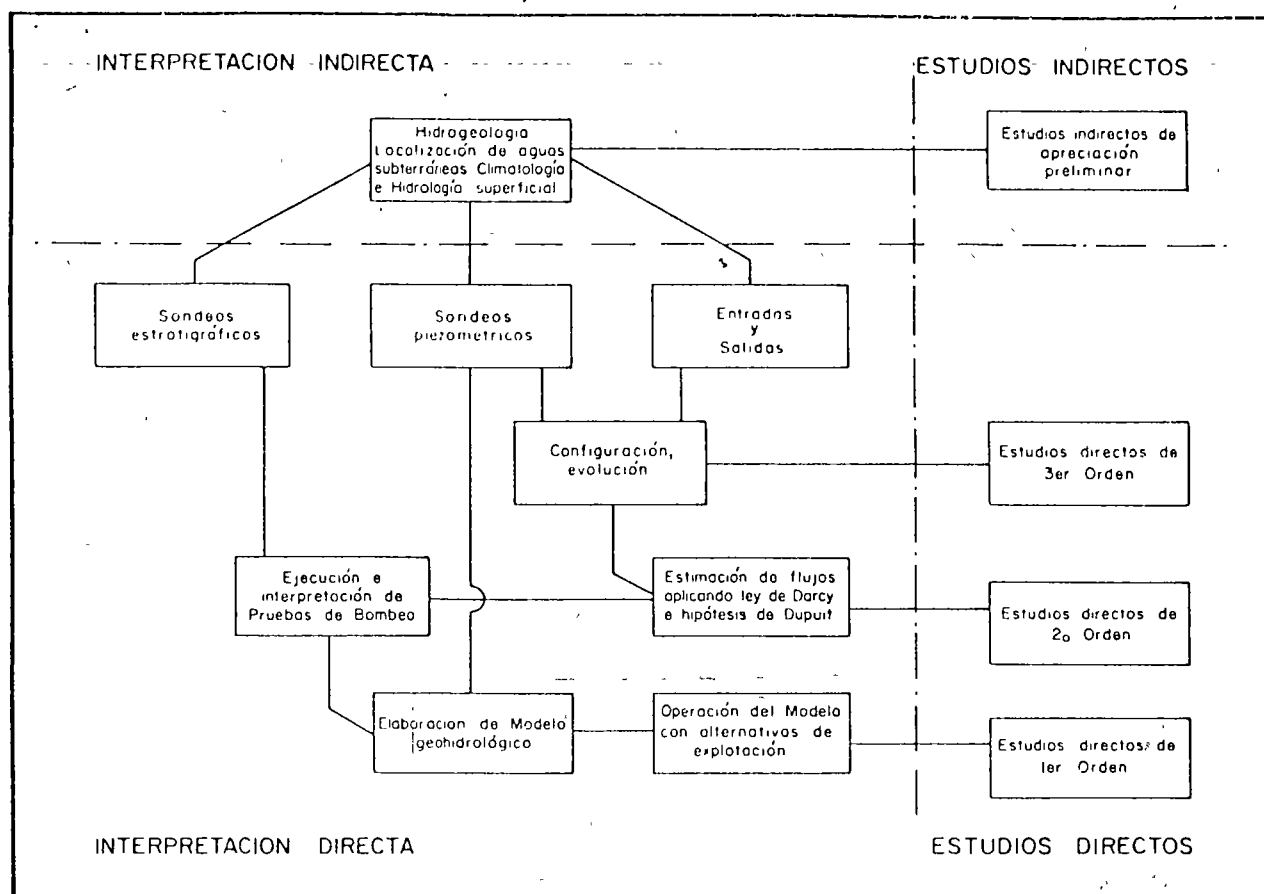


Fig 1 Clasificación de los estudios

magnesio. Como la conductividad eléctrica puede considerarse representativa del contenido total de sales del agua, a veces los criterios se establecen en función de la conductividad eléctrica y la RAS por una parte, y del contenido de boro por la otra.

De acuerdo con lo anterior, el agua para riego debe cumplir, dependiendo de la planta de que se trate, con dos especificaciones, una especificación combinada sobre sólidos totales y RAS y otra sobre contenido de boro. Las diferentes plantas existentes se clasifican generalmente como de tolerancias baja, media y alta dentro de las especificaciones comunes.

Entre las plantas sensitivas, de baja tolerancia, se encuentran la mayoría de los árboles frutales, y entre las de alta tolerancia se encuentran algunas legumbres, la alfalfa y la palmera de dátil.

Tan sólo como información, se indicara aquí que los límites para distintos grados de tolerancia del boro son del orden de 1, 2.5 y 4 partes por millón, mientras que los de conductividad eléctrica son 250, 750 y 2 250 micromhos a 25°C. Un mayor detalle puede encontrarse en las referencias.^{6, 7}

Por lo que respecta a usos industriales del agua, las normas, específicas para cada tipo de industria, son algunas veces más estrictas que las de usos domésticos, lo que se ilustra por el hecho de

que para calderas de alta presión generalmente se limita el contenido de sólidos totales a no más de 100 partes por millón.⁸

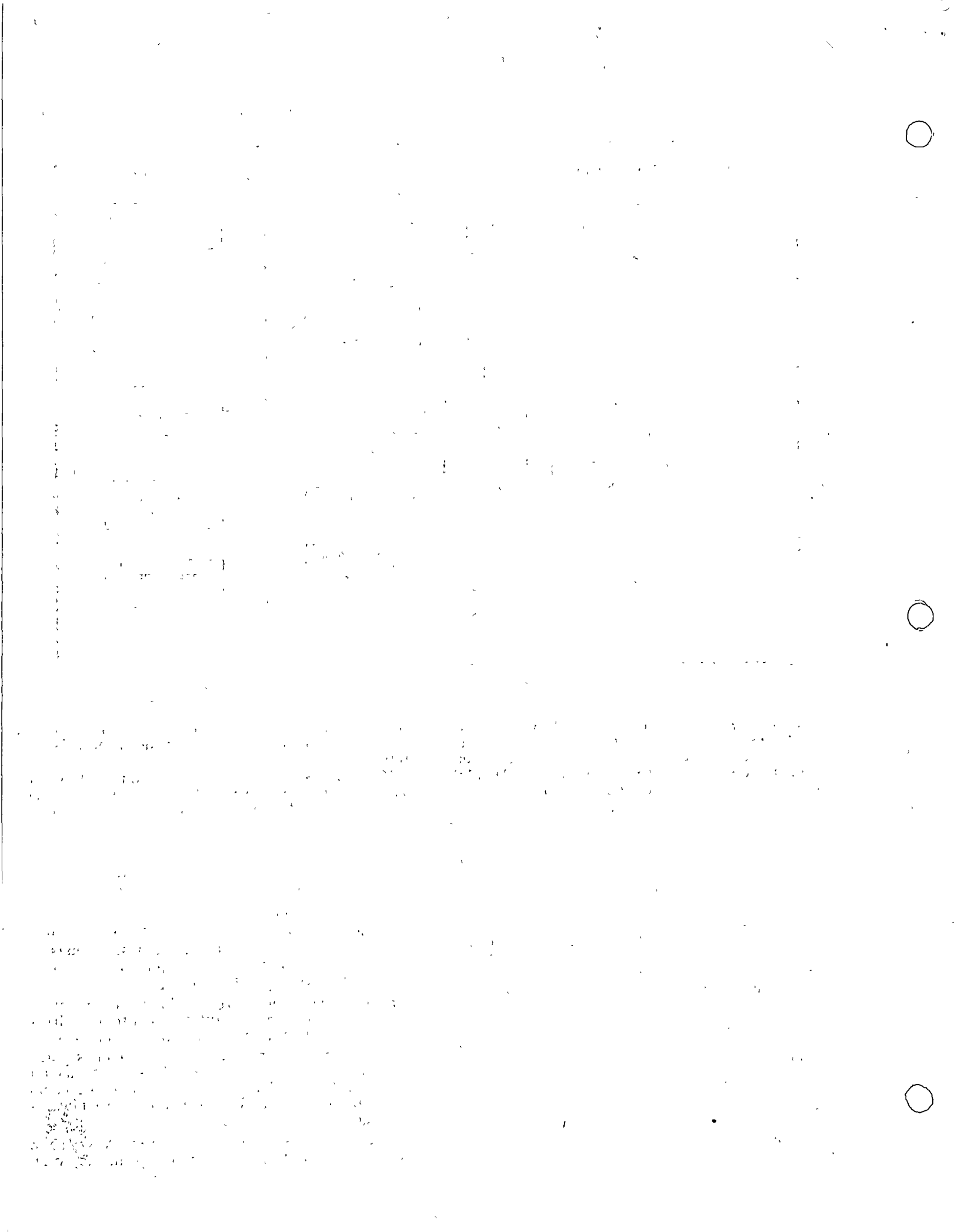
Las normas de calidad desde el punto de vista bacteriológico para el uso doméstico del agua, se incluyen en el APENDICE citado.

4.4 Interpretación geoquímica

La interpretación geoquímica de los análisis físico-químicos del agua tiene por objeto:

- establecer el origen del agua,
- determinar similitudes y diferencias entre las diversas muestras de agua analizadas,
- fixar la distribución espacial de las propiedades físico-químicas del agua,
- con apoyo en el resultado del punto anterior, establecer cualitativamente las direcciones dominantes del flujo subterráneo, y
- efectuar, de ser posible, correlaciones entre la calidad del agua y los tipos de formación por los que haya podido circular, así como auxiliar en la identificación de estructuras geológicas.

Los estudios geoquímicos, como puede verse en los párrafos anteriores, son, en principio, muy



ambiciosos. En los párrafos que siguen se esbozarán los métodos que se utilizan para tratar de alcanzar los fines propuestos.

4.4.1 *El origen del agua*

El agua por su origen se ha clasificado de diferentes maneras, siendo la clasificación más generalizada la que hace distinción entre agua meteórica y agua magmática, con la posible definición adicional del agua congénita.

El agua meteórica es el producto de reciente infiltración. El agua magmática es la que se libera de las rocas profundas durante los fenómenos volcánicos. El agua congénita es la que queda atrapada durante el periodo de deposición de la formación que la contiene.

La identificación del origen de las aguas por medios geoquímicos ha sido largamente discutida por diferentes autores, sin que aparentemente hayan llegado a ponerse de acuerdo. Generalmente se reconoce que el boro, en contenidos elevados (más de 10 partes por millón), debe atribuirse a contaminación procedente de aguas magmáticas. Por otra parte, la presencia de tritio, que es radiactivo, debe atribuirse a su vez a aguas de origen meteórico dado que el tritio se forma en la atmósfera mediante descargas eléctricas y es de media vida sumamente corta.⁹ Los avances logrados en la identificación y medición de algunos isótopos, como pueden ser O^{16} , O^{18} y C^{14} (radiactivo), han aportado nuevos horizontes hacia la determinación de la edad del agua y de su origen.^{10 11 y 12}

4.4.2 *Similitudes y diferencias entre aguas*

Gran parte de las técnicas de estudio de la geoquímica se enfocan hacia el establecimiento de similitudes o diferencias entre aguas distintas. El método de comparación más obvio es el de comparación directa entre los resultados numéricos de los análisis. Cuando se trata de un número pequeño de análisis, posiblemente sea éste el método más adecuado, aunque a medida que el número de análisis aumenta, la dificultad de comparación crece desproporcionadamente, debiendo recurrirse entonces a representaciones gráficas.

Las representaciones gráficas tienen pues, como objeto, destacar las similitudes o diferencias existentes entre análisis diferentes, con la idea de poder lograr eventualmente, con su auxilio, el establecimiento de clasificaciones. Los tipos de representación gráfica que han sido empleados son muchos, dependiendo por una parte de la aplicación buscada y, por otra, de la imaginación de su autor. Así, se han empleado gráficas radiales, polédricas, circulares, de barras, triangulares, de escalas logarítmicas paralelas, etc.⁶

En rigor, no existe ninguna gráfica de aplicación general, debiendo buscarse en cada caso la más adecuada al problema que se tenga. Sin embargo, existen dos tipos de representación que han

ganado cierta popularidad entre los especialistas del ramo, popularidad debida tal vez al deseo de uniformar las técnicas de estudio.

Las representaciones aludidas en el párrafo anterior, son la de Piper y la de Schoeller. La primera puede verse en la figura 2, y la segunda en la figura 3, de la página siguiente. Sobre la primera puede comentarse que puesto que se apoya en sólo tres cationes y tres aniones, su campo de aplicación es relativamente limitado. Tiene además el inconveniente de que los puntos representan contenidos expresados como porcentajes y que para indicar el valor absoluto correspondiente, hay que recurrir a círculos a escala o a acumular cifras junto al punto representativo. Se puede argumentar a favor que la representación gráfica de una mezcla de dos aguas se localiza en el segmento que une a las representaciones de las mismas, dividiéndolo en fracciones representativas de los porcentajes de la mezcla. El proceso recíproco es solamente cualitativo, es decir, que para que una muestra de agua pueda ser mezcla de otras dos, su representación en la gráfica de Piper debe ser tal como se indica, debiendo cumplirse la condición adicional de que los resultados numéricos de mezclar las aguas fuente en las proporciones supuestas sean precisamente los contenidos de la supuesta mezcla.

La representación de Schoeller de la figura 3, es más general que la de Piper, ya que puede incluir el número que sea necesario de iones o cationes. La similitud entre dos aguas conduce a polígonos idénticos, desplazados paralelamente uno de otro si los valores absolutos de los contenidos son diferentes, y sobrepuestos si son iguales. Se pueden indicar sobre las mismas escalas los límites de potabilidad y, finalmente, se presta a analizar mezclas de diferentes aguas mediante la aplicación de los principios que se utilizan en el análisis de mezcla de materiales granulares con diferentes granulometrías para obtener una granulometría predeterminada. Como ejemplo del resultado de una aplicación de lo anterior se incluyen las figuras 4 y 5, de las páginas siguientes. El procedimiento anterior es válido siempre que no haya reacciones entre los iones del agua que puedan liberar gases o precipitados insolubles. Cuando exista tal posibilidad, debe tenerse en cuenta en el análisis de mezclas.

4.4.3 *La distribución espacial de las propiedades físico-químicas del agua*

Para tener idea sobre la distribución espacial de las propiedades físico-químicas del agua de un acuífero dado, es usual efectuar configuraciones tanto horizontales como verticales de los contenidos de diferentes iones y de la razón de los contenidos entre algunos de ellos, así como sobre algunas otras características como pueden ser dureza total, residuo seco (sólidos totales) y temperatura.



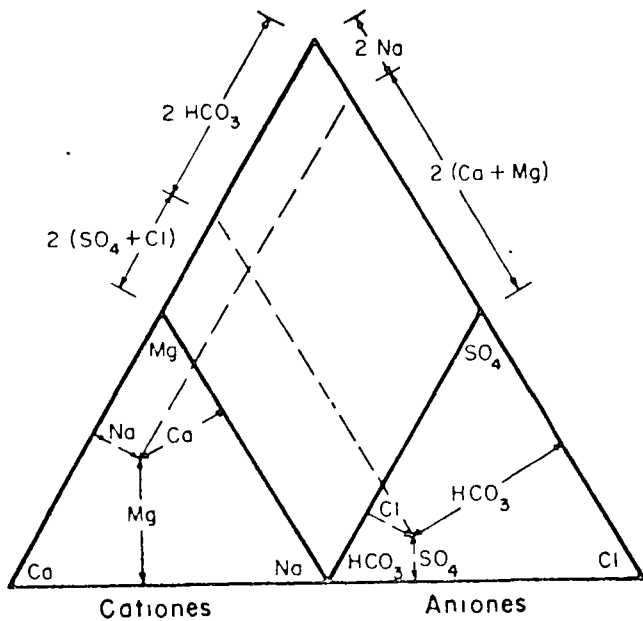


Fig 2 Diagrama de Piper

El tipo de configuración más común, configuración en planta u horizontal, tiene por objeto mostrar cómo varía en toda una región un determinado contenido o propiedad específica, fijando con ello las zonas de valores máximos, las zonas de valores mínimos y la distribución general de los gradientes geoquímicos.

El agua meteórica, al infiltrarse, tiene un contenido de materia disuelta o en suspensión sumamente bajo, siendo por ello agua casi pura. En general el agua meteórica es ácida. Una vez que el agua se ha infiltrado en una formación, al empezar a circular por la misma empieza a cargarse

de iones. El tipo de iones que adquiere en su trayecto depende del tipo de formación que atraviesa. Puede pensarse por lo anterior, que, en general, el agua se carga de iones a medida que circula por los acuíferos. De aquí a generalizar la afirmación anterior a todos y cada uno de los iones presentes en el agua, hay solamente un paso; en la gran mayoría de los casos, tal paso puede darse sin peligro. Sin embargo, existen situaciones en las que no es lícito darlo.

Cuando las aguas se encuentran cerca de su punto de saturación, es muy fácil que nuevos incrementos en los contenidos iónicos provoquen la precipitación de parte de los iones que ya se encontraban en el agua. Así, en el caso anterior, el contenido de un ion particular disminuiría en el sentido de circulación del agua. Existen otras causas que provocan disminución en los contenidos iónicos del agua; una de ellas puede ser la formación de productos químicos insolubles que se precipitan o de gases que se liberan al ocurrir reacciones químicas entre los iones existentes en el agua en un momento dado y los que se incorporan en los periodos subsiguientes. Otra la constituye el posible intercambio iónico entre el agua y la formación que la contiene. La regla pues, no es general, debiendo por ello aplicarse con las debidas precauciones.

Por las razones que anteceden, los planos que muestran la distribución espacial de propiedades fisico-químicas deben ser examinados aisladamente y en conjunto, para eliminar en lo posible errores en la interpretación debidos a causas como las mencionadas.

Debe indicarse aquí que, en los casos en que se sospeche la existencia de fugas por el fondo del acuífero, la interpretación de la distribución espacial de propiedades fisico-químicas debe ser tomada con mucha cautela.

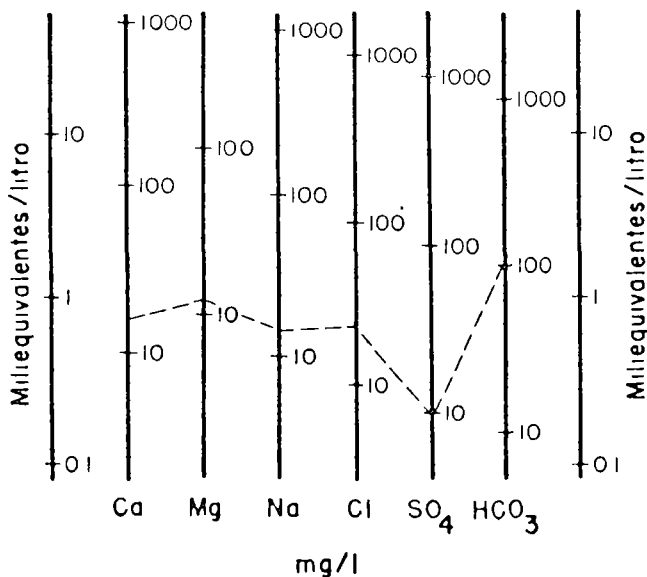


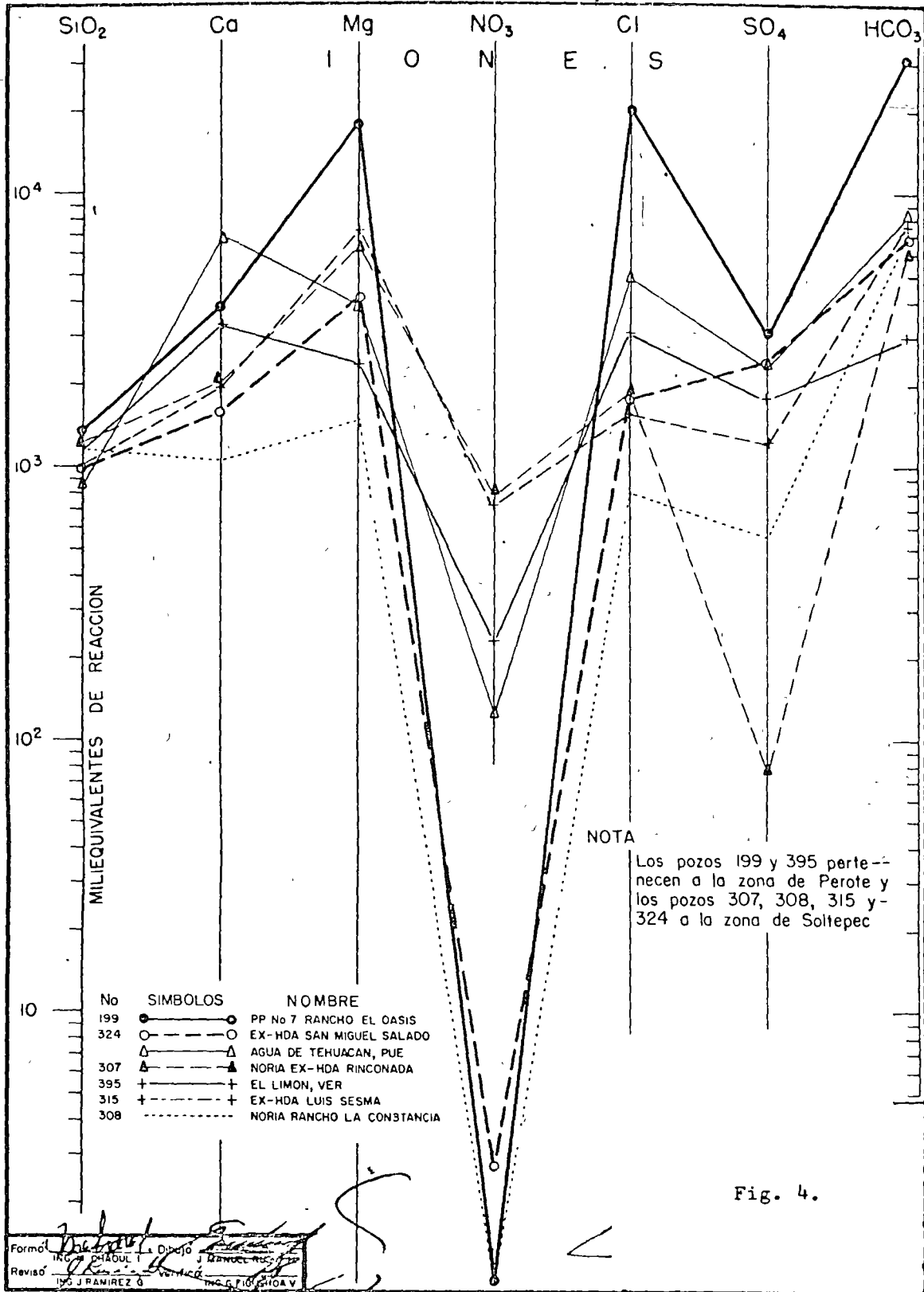
Fig 3 Diagrama de H. Schoeller

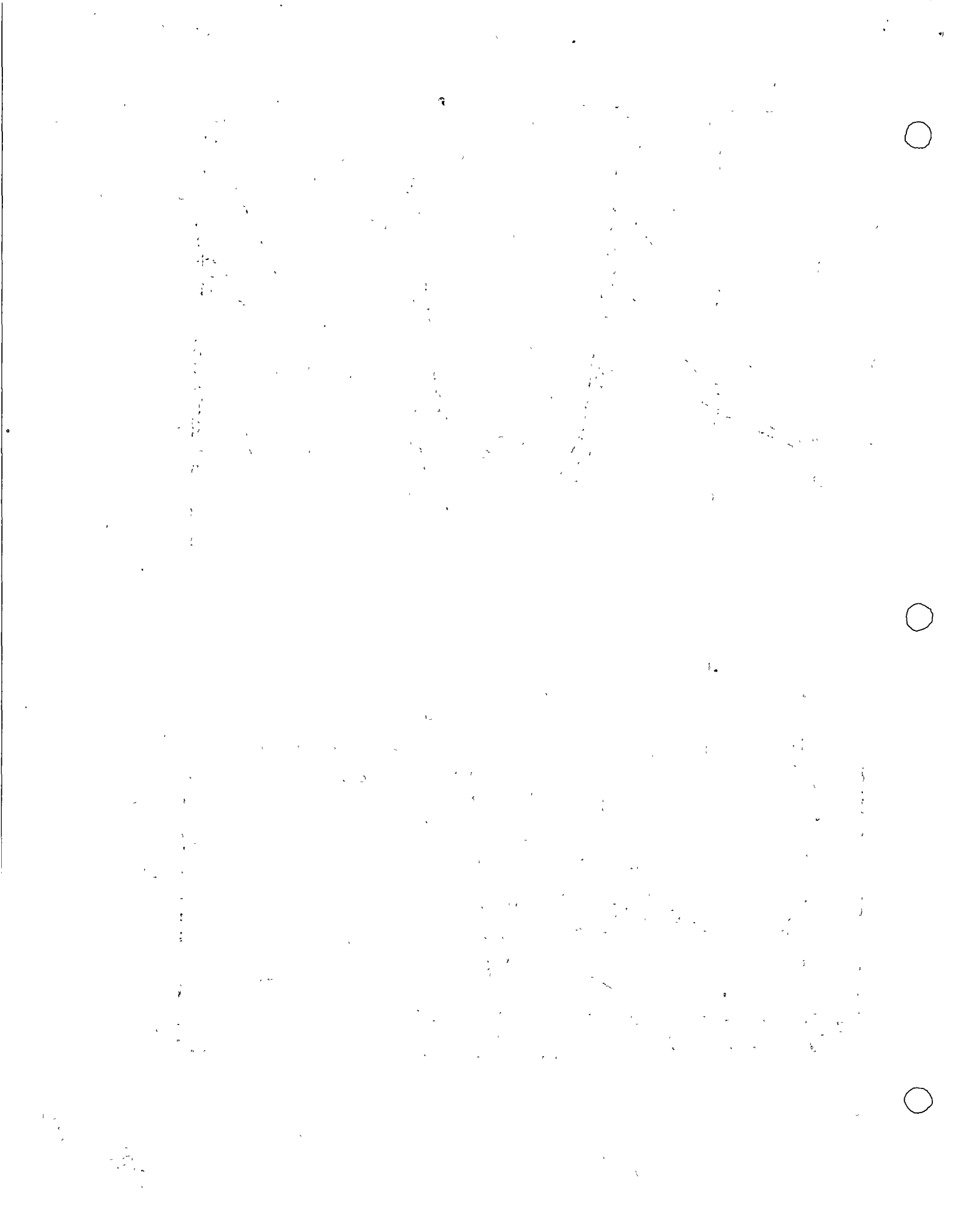
4.4.4 Direccionen dominantes del flujo

Como ya se ha indicado, el agua, en general, se carga de iones en su trayecto. Tal propiedad puede usarse para, cualitativamente, establecer a partir de las configuraciones de contenidos iónicos o de relaciones entre contenidos, u otras, las direcciones dominantes del flujo subterráneo. En efecto, y exceptuando los casos problema y mencionados en que pueda existir precipitación química, pérdida de gases, fugas por el fondo del acuífero, etc., los gradientes de las configuraciones mencionadas cualitativamente describen las trayectorias del flujo subterráneo, aunque no pueda establecerse aún una relación directa entre el gradiente iónico y el gradiente piezométrico, debido a que sus causas son diferentes.

Como se indicó anteriormente, la interpretación cualitativa que precede debe ser efectuada con todas y cada una de las configuraciones fisico-químicas existentes, incluyendo las de razones de contenidos iónicos que puedan resultar significa-







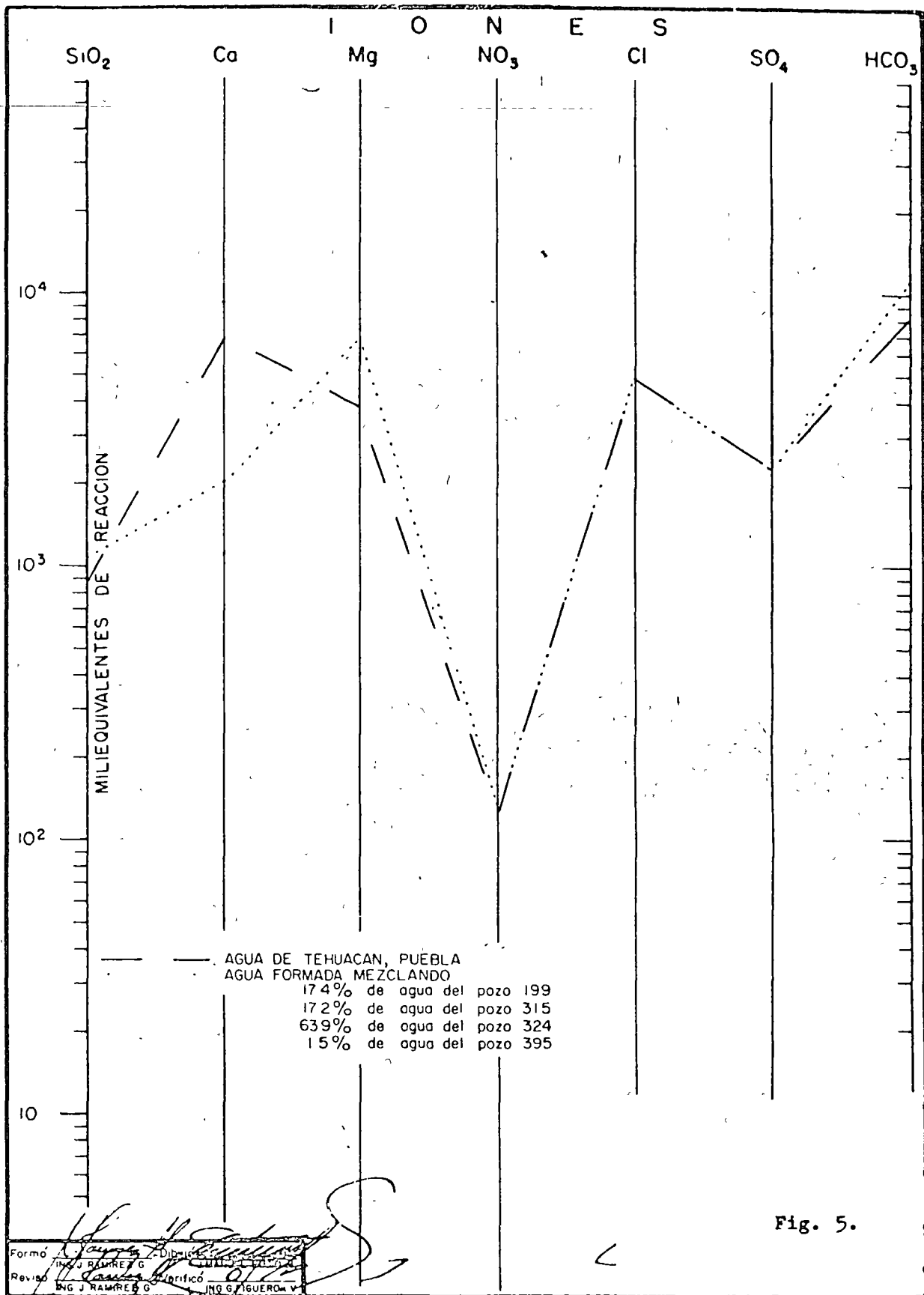


Fig. 5.

Formó *[Signature]*
 Revisó *[Signature]*
 ING. J. RAMÍREZ G. INGENIERO QUÍMICO ING. G. FIGUEROA V.



tivas en el caso específico que se tenga. Esto último, que puede no resultar muy claro, es fácil de comprender a través de los dos ejemplos que siguen:

1. Cuando en una región hay calizas y dolomitas, una manera conveniente de distinguir el agua de las primeras del de las segundas, puede ser, por ejemplo, el análisis de la relación Magnesio/Calcio, para las calizas dicha relación debe ser baja, aumentando para las dolomitas.

2. En aluviones costeros una de las herramientas de estudio de la intrusión salina puede ser el análisis de la relación cloruros/sulfatos.

Relaciones como las aquí indicadas, y otras muchas, son utilizadas ampliamente en estudios geoquímicos. Para mayor detalle se remite al lector a la referencia.¹³

4.4.5 Correlaciones

En algunos casos es posible efectuar correlaciones entre la calidad del agua y los tipos de formación por los que ha circulado. Ya se ha dado un ejemplo en el inciso anterior al hablar de la relación Magnesio/Calcio. Algunos contenidos iónicos son útiles en la misma forma que algunas relacio-

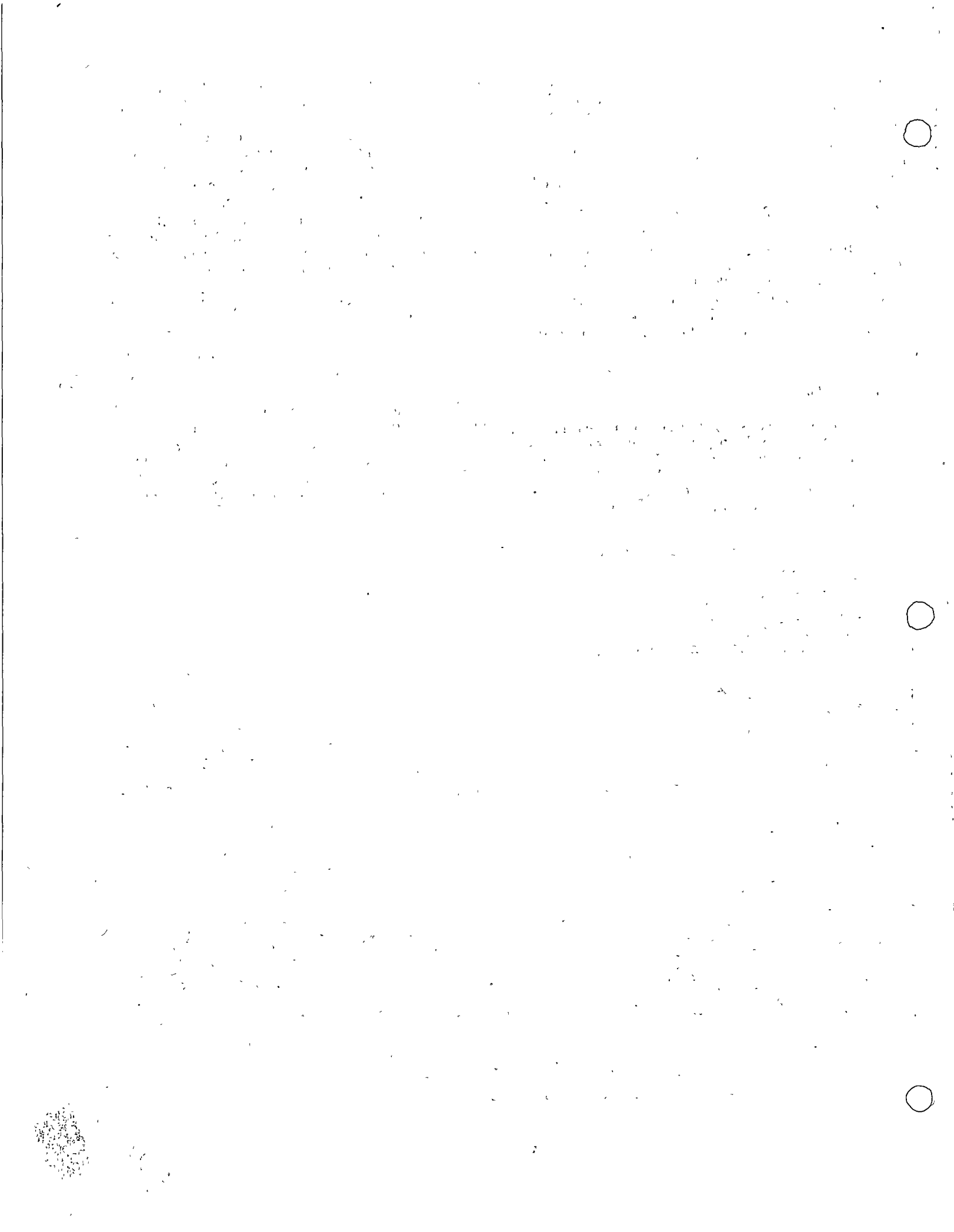
nes resultan útiles para establecer diferencias entre aguas de distintas formaciones geológicas; por ejemplo, es de esperar que aguas de calizas muestren elevados contenidos de calcio; que aguas que han circulado por tobas silíceas de origen volcánico contengan sílice en abundancia, que aguas que han circulado por turbas tengan elevados contenidos de nitratos y carbono, etc.

Cuando una agua ha circulado por diferentes formaciones no resulta ya tan fácil identificar características simples como las que acababan de mencionarse. Tampoco pueden darse reglas de carácter general al tratamiento de tal tipo de problemas. Sin embargo, existe la posibilidad de analizar la composición del agua como si se tratara de una mezcla de aguas provenientes de solamente una formación a la vez, siempre que pueda establecerse la composición de tales aguas dentro de límites estrechos.

Hasta aquí no se ha hablado de la aplicación que puede darse al estudio de la distribución de temperaturas del agua; la omisión ha sido intencional. Dicho tema se tratará en el CAPITULO VIII, porque se encuentra íntimamente relacionado con las posibilidades futuras de los estudios geoquímicos.



Manantial San Juanito, tributario del río Axtla





Arroyo alimentado por los manantiales Cola de Caballo

CAPÍTULO V

ESTUDIOS CUANTITATIVOS

5.1 Clasificación

En el capítulo III se propuso una clasificación de los tipos existentes de estudio cuantitativo del agua subterránea. Se estableció allí, a rasgos generales, que los estudios pueden clasificarse dentro de cuatro categorías, a saber: estudio indirecto de apreciación preliminar, estudio directo de tercer orden, estudio directo de segundo orden y estudio directo de primer orden.

Para el presente capítulo se han seleccionado, entre los existentes, los siete procedimientos de cuantificación que han sido más ampliamente di-

fundidos y utilizados por los técnicos en la materia. Dichos procedimientos son:

Estudios indirectos de apreciación preliminar: aplicación de coeficientes de infiltración; estimación de infiltración mediante balance hidrológico; estimación de infiltración mediante análisis de hidrogramas.

Estudios directos de tercer orden: método de Hill, modelos matemáticos.

Estudios directos de segundo orden: cálculo directo de flujos subterráneos.

Estudios directos de primer orden: análisis del acuífero mediante modelo analógico.

En los párrafos que siguen se hará la descripción particular de los procedimientos de estudio enumerados.

5.1.1 Estudios indirectos de apreciación preliminar

Coefficientes de infiltración

Durante mucho tiempo en hidrología se tuvo la impresión de que la precipitación se dividía en proporciones fijas entre infiltración, escurrimiento superficial y evapotranspiración. Esto es, que para una región cualquiera era factible determinar cifras concretas para el coeficiente de infiltración, el coeficiente de escurrimiento superficial y el coeficiente de evapotranspiración.

Actualmente es sabido que dichos coeficientes no son constantes, que son función de multitud de factores, parte de ellos más o menos fijos y el resto variables. Pese a lo anterior, subsiste la creencia de que, por lo menos, los coeficientes medios correspondientes a períodos relativamente prolongados, sean más o menos constantes. Aceptando por un momento la hipótesis anterior, conjuntamente con la hipótesis adicional de que cada formación geológica tiene un coeficiente de infiltración medio definido, se llegaría a establecer la posibilidad de estimar la infiltración media regional, calculando separadamente la precipitación media que ocurre sobre todas y cada una de las formaciones y aplicando posteriormente los coeficientes de infiltración respectivos. La suma de resultados así obtenidos conduciría a la probable infiltración total de la región en estudio. La objeción principal al procedimiento anteriormente esbozado estriba precisamente en la imposibilidad de determinar tales coeficientes aplicando métodos indirectos y, puesto que el único medio confiable de llegar a tal determinación es mediante la aplicación de procedimientos directos de estudio en los que se calculen directamente los caudales que fluyen por los acuíferos, tales cálculos eliminan la necesidad de aplicar coeficientes.

La aplicación de este método se limita así a estimaciones preliminares de posibles infiltraciones regionales mediante coeficientes ajenos, inferidos para regiones semejantes en los aspectos geológico, estratigráfico y topográfico, así como en su forma, climatología, etc.



Balance hidrológico

La aplicación del principio de conservación de la materia a una porción del ciclo hidrológico, conduce a lo que se ha llamado balance hidrológico. Ya se ha indicado que la precipitación se divide entre infiltración, escurrimiento superficial y evapotranspiración, en proporciones variables.

Si se establece lo anterior en forma de ecuación, se obtiene una relación lineal entre los cuatro parámetros indicados, pudiendo inferirse que la medición de tres cualesquiera de ellos fija automáticamente al cuarto, para el periodo considerado.

El principio esbozado conduce teóricamente, mediante la medición directa de precipitación, escurrimiento y evapotranspiración, a la determinación de la infiltración probable. Desafortunadamente no todo lo que es posible en teoría lo es en la práctica. En el planteamiento teórico esbozado no se tiene en cuenta el error probable resultante de la composición de errores parciales. Si se piensa, por ejemplo, que la infiltración normalmente alcanza valores medios comprendidos entre diez y veinte por ciento de la lluvia y que la evapotranspiración normalmente alcanza valores del orden del setenta por ciento y aun mayores, es fácil ver que, puesto que no puede garantizarse que el error obtenido en la medición de la evapotranspiración sea menor que el veinte por ciento, dicho error puede ser del orden de magnitud mismo de la probable infiltración, siendo esto suficiente para invalidar al método, a menos que éste se emplee solamente para apreciaciones preliminares.

Análisis de hidrogramas

Desde la primera década del presente siglo, Boussinesq, observando que los caudales de algunos manantiales y ríos seguían leyes semilogarítmicas simples, desarrolló una serie de teorías explicativas de dicho fenómeno. Recientemente tal tipo de teorías ha cobrado nuevo ímpetu, mereciendo por ello mención especial.

En Hidrología se reconoce que el flujo total de un río cualquiera se compone de flujo superficial y flujo proveniente de drenado de acuíferos, o flujo base.

La proporción relativa de los flujos componentes varía entre los límites de ser nulo el flujo superficial y de ser nulo el flujo subterráneo. En casos intermedios, resulta interesante poder efectuar la separación teórica entre ambos flujos, ya que, de ser posible dicha separación, resulta también posible una adecuada planeación de la explotación conjunta de recursos superficiales y recursos subterráneos. Como ya se indicó, han aparecido diversas teorías al respecto, apoyándose la gran mayoría sobre la base de drenado simple sin recarga, dando por resultado una ley semilogarítmica simple. Recientemente, Kraijenhoff y otros autores han propuesto algunas teorías de drenado



Equipo de perforación trabajando en el pozo Buenos Aires Num. 1

con recarga durante el mismo. Tales teorías se encuentran aún en el periodo de experimentación.

La aplicación de las primeras teorías mencionadas, resulta aún discutible. La aplicación de las teorías de Kraijenhoff o similares, resulta altamente promisorias.

Es posible que los métodos de análisis de hidrogramas existentes a la fecha, conduzcan a una separación aproximada de los flujos base y superficial de un río, siempre que dicha aplicación sea efectuada por un técnico experimentado en la materia.

Entre los tipos de apreciación preliminar hasta aquí descritos, el análisis de hidrogramas es el que tiene una base más sólida y el que puede conducir más adelante a resultados, cuyos órdenes de precisión sean comparables a los de los estudios directos. Desafortunadamente, su campo de aplicación se limita tan sólo a los acuíferos que drenan íntegramente hacia manantiales o ríos, siempre que dichos ríos o manantiales, además de ser conocidos, no drenen simultáneamente a otros acuíferos.

5.1.2 Estudios directos de tercer orden

Método de Hill

Entre los estudios cuantitativos directos de agua subterránea, probablemente el más conocido y menos preciso sea el llamado método de Hill y



algunos otros de estructura similar. Se recordará que los estudios directos de tercer orden se caracterizan por apoyarse en configuraciones y evoluciones piezométricas, así como en el conocimiento de las extracciones correspondientes, sin emplear la distribución espacial de propiedades hidrodinámicas.

Si de un acuífero dado se conocen las evoluciones piezométricas medias y las extracciones que las ocasionaron año con año, es algunas veces posible, graficando extracciones anuales contra las evoluciones medias correspondientes, y trazando la recta óptima que representa al conjunto de puntos resultante, determinar sobre la recta, la extracción correspondiente a evolución nula. Puede verse que el método de Hill se apoya íntegramente en suponer que existe una relación lineal y única entre la acción (bombeo) y la reacción (evolución piezométrica media). Es prácticamente imposible sostener la hipótesis básica del método de Hill. Para ilustrar lo anterior bastan dos ejemplos:

1) En general, es de esperar que la recarga de los acuíferos aumente en años lluviosos y disminuya en años secos. Si se supone que de un acuífero dado se extrae un caudal igual a la recarga media, debe admitirse que en los años más secos

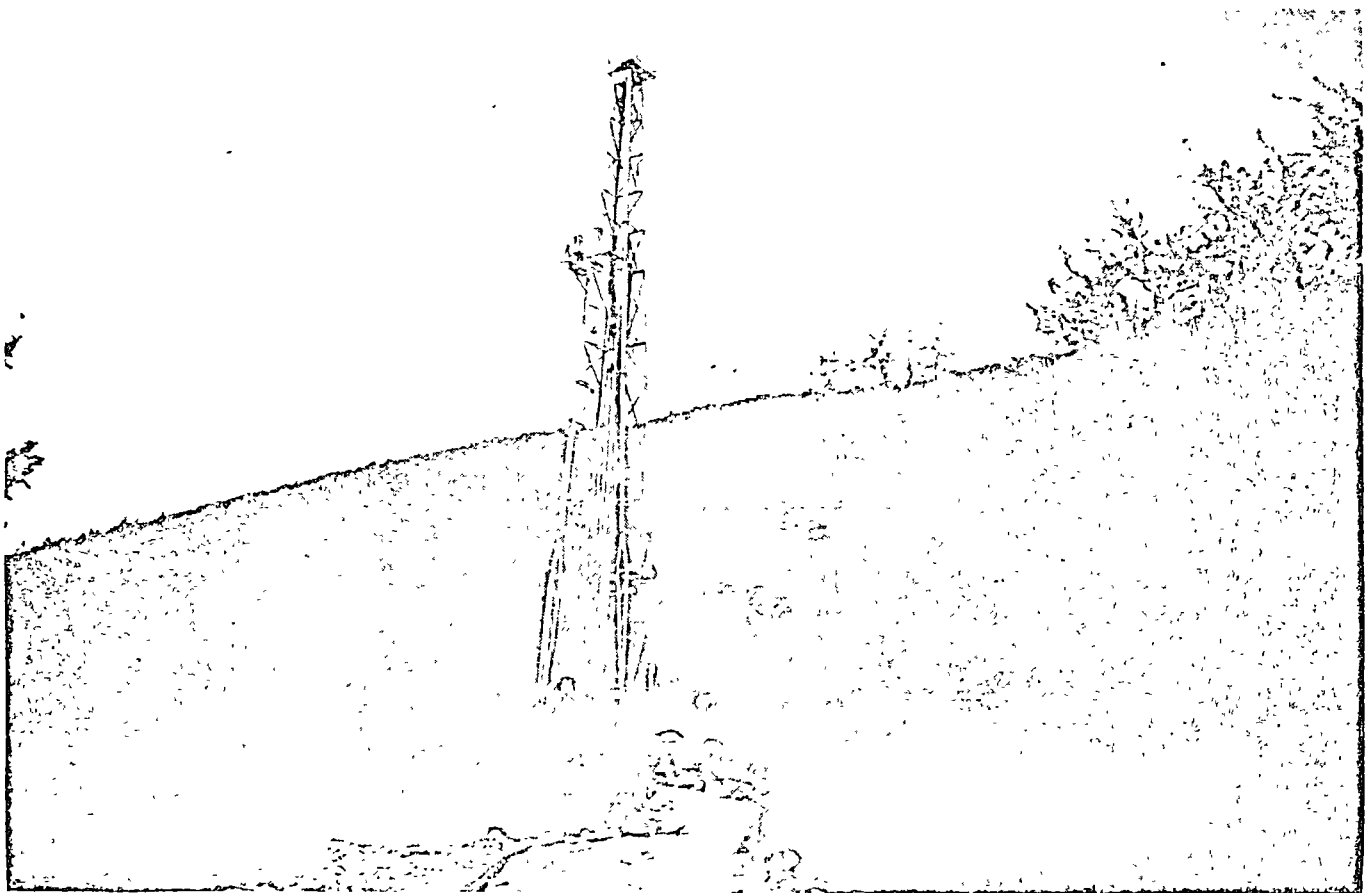
haya evoluciones negativas, y positivas en los más lluviosos. La situación es similar a la de una presa de almacenamiento con régimen de entrada variable y régimen de salida constante.

2) En acuíferos costeros con comunicación directa al mar, es posible establecer el equilibrio a cualquier nivel de extracción comprendido entre cero y un cierto máximo. Como en tales casos la extracción permanente debe fijarse mediante la condición adicional de no provocar la intrusión salina, dicha extracción debe ser igual o menor que el flujo que originalmente aportaban los acuíferos al mar. Siendo, como se indicó anteriormente, infinitas las posibilidades de extracción a evolución nula, el método de Hill no resulta aplicable.

Por todo lo anterior puede concluirse que este método, entre los procedimientos directos de estudio cuantitativo del agua subterránea, es el menos preciso, debiendo aplicarse con serias reservas, ya que puede conducir a errores de consideración.

Modelos matemáticos

Con los mismos elementos que se utilizan en el método de Hill, es posible construir un modelo



Perforando un pozo en el Cerro de la Silla para el aumento de dotación de agua potable a la ciudad de Monterrey



matemático que represente satisfactoriamente, desde un punto de vista estadístico, al conjunto de los originales. Como dicho modelo no tiene necesariamente que ser lineal y puede ser función del número de variables que se quiera, incluyendo si se desea ecuaciones de condición, los resultados que de él se obtengan serán tan confiables y precisos como lo sean los datos en que se apoyan.

Es posible elaborar modelos matemáticos para estudios directos de segundo y primer orden. Lógicamente dichos modelos deberán ser mucho más complejos e incluir los tipos de información que les correspondan de acuerdo con la figura 1. Como los comentarios que pudieran hacerse respecto a tales modelos serían muy similares a los ya emitidos en el presente inciso, no se volverá a hablar de ellos en este Capítulo.

5.1.3 Estudios directos de segundo orden

Cálculo directo de flujos subterráneos

La ley de Darcy, que sirve de apoyo a la gran mayoría de estudios teóricos de flujo de agua en medios porosos permite, conjuntamente con las hipótesis de Dupuit, las configuraciones piezométricas y los resultados obtenidos de pruebas de bombeo efectuadas en número y distribución conveniente, calcular los caudales que fluyen por el acuífero.

Se recordará que la ley de Darcy establece que el gasto que fluye por un medio poroso es igual, en valor absoluto, al gradiente piezométrico multiplicado por el área y por una constante de proporcionalidad llamada permeabilidad. En una sección vertical de acuífero el área es igual a la longitud, considerada en planta, multiplicada por el espesor del mismo. Si se llama transmisibilidad al producto del espesor del acuífero por su permeabilidad, la ley de Darcy toma una forma ligeramente distinta, resultando ser el flujo en la sección descrita igual a la longitud en planta multiplicada por la transmisibilidad y por la componente normal del gradiente piezométrico. El flujo, por supuesto, ocurre siempre en la dirección en que disminuye el potencial.

De acuerdo con lo anterior, es necesario conocer tres elementos a lo largo de toda la frontera exterior de una región dada, para poder calcular los flujos de entrada y salida que ocurren a través de la misma. Dichos elementos son: la transmisibilidad, el gradiente y la longitud.

La transmisibilidad se obtiene de pruebas de bombeo convenientemente ubicadas a lo largo de la frontera; el gradiente, aceptando la hipótesis de Dupuit, se obtiene de las configuraciones piezométricas, y la longitud, de los planos topográficos sobre los que se efectúan dichas configuraciones.

En las pruebas de bombeo, además de la transmisibilidad se determina invariablemente otra característica, el coeficiente de almacenaje. Dicho coeficiente tiene un valor numérico igual al volu-



Sistema Galeria Filtrante Cola de Caballo Medidor Parshall

men de agua que puede liberarse del almacenamiento del acuífero por unidad de superficie y por unidad de descenso piezométrico. La utilidad del coeficiente de almacenaje es obvia; para una región dada, la diferencia existente entre entradas y salidas subterráneas es precisamente la variación habida en el almacenamiento dentro de los límites de la región.

Al establecimiento en forma analítica de esto último puede llamarse ecuación de equilibrio dinámico, aunque en el fondo no es otra cosa que una nueva aplicación del principio de conservación de la materia.



Resulta evidente que una vez conocida la distribución de transmisibilidades en la frontera de una región dada, es posible, si se conoce también el esquema piezométrico original, fijar la magnitud del flujo que —en promedio— cruzaba dicha región, y que, si se conoce además el coeficiente de almacenaje medio del interior, puede plantearse con suficiente aproximación la ley de extracciones que permita llevar los niveles piezométricos a profundidades convenientes, sin sobrepasar los límites económicos de explotación y sin provocar cualquier otro efecto indeseable

5.1.4 Estudios directos de primer orden

Modelo analógico

Si la región en estudio se fracciona en un gran número de subregiones, adoptando para cada una sus propiedades hidrodinámicas medias, el establecimiento de la ecuación de equilibrio dinámico para todas y cada una de las subregiones, conduce al establecimiento de un sistema de ecuaciones. El procedimiento indicado equivale en el fondo a suponer que el acuífero, que es continuo, puede sustituirse por una red cuyos nudos tienen las pro-

iedades medias y conexiones de cada subregión del acuífero.

Matemáticamente hablando, se postula en el fondo que un sistema continuo puede resolverse en forma aproximada, volviéndolo discreto mediante la aplicación de métodos numéricos de diferencias finitas.

Una vez efectuado lo anterior, es curioso observar que el sistema de ecuaciones resultante es formalmente similar al sistema de ecuaciones que resuelve el funcionamiento de una red eléctrica con resistencias y condensadores como elementos componentes de los nudos. Tal similitud permite establecer, desde un punto de vista matemático, una analogía formal entre ambos problemas, permitiendo por ello estudiar el funcionamiento de acuíferos mediante el estudio del funcionamiento de los modelos eléctricos, o modelos analógicos, correspondientes. Cualitativamente hablando, la analogía es evidente: la resistencia eléctrica es similar a la resistencia que opone el acuífero al paso del agua; la capacidad de almacenar energía eléctrica que tienen los condensadores es similar a la posibilidad que tienen los acuíferos de almacenar o liberar agua; la elevación piezométrica es equivalente al voltaje y el amperaje al gasto.

La ventaja que ofrece el modelo analógico estriba en las escalas de conversión y muy especialmente en la de conversión del tiempo: para indagar qué sucedería en un acuífero ante una acción determinada, posiblemente habría que esperar años; para medir el efecto correspondiente en el modelo bastan unos cuantos milisegundos.

Por todo lo anterior, los modelos analógicos constituyen hoy día la herramienta más poderosa del estudio cuantitativo y cualitativo de las aguas subterráneas.

CAPÍTULO VI

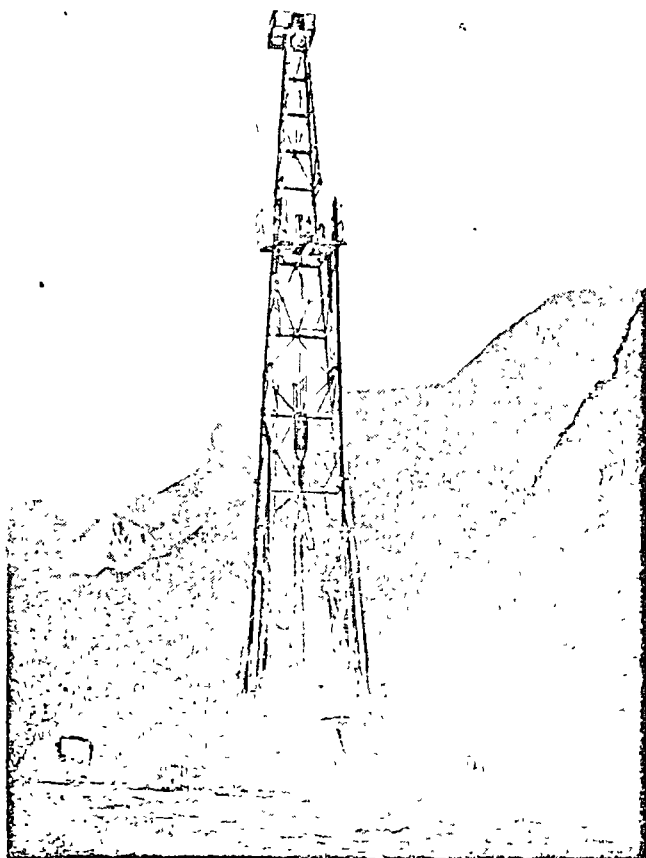
ESTUDIOS INTEGRALES

Hasta aquí se han visto los problemas hidrológicos desde el punto de vista exclusivo de la Hidrología subterránea. En las regiones en que no existe relación importante entre acuíferos y corrientes superficiales, tal punto de vista es correcto; en regiones con interrelaciones importantes no lo es.

Para estos últimos casos existen estudios a los que puede llamarse estudios hidrológicos integrales, cuyo objeto es analizar conjuntamente los problemas hidrológicos superficiales y subterráneos. En el presente Capítulo se describirán brevemente dos modelos de este tipo: un modelo matemático y un modelo analógico.

6.1 Modelo matemático integral

Los modelos matemáticos integrales intentan efectuar la división de la lluvia entre evapotranspiración, infiltración y escurrimiento. Para ello, combinan por lo menos tres teorías: una climatológica (la de Thornthwaite,¹¹ por ejemplo), una de flujo base (la de Kraijenhoff,¹² por ejemplo)



Equipo de perforación trabajando en el pozo Buenos Aires Núm. 2





Zona de captación de un manantial

y una de escurrimiento superficial (que puede ser la del hidrógrafo unitario).

La primera teoría permite estimar la magnitud que se evapotranspira, proporcionando los excedentes con una ley distinta a la de los escurrimientos reales. Debe acudir posteriormente al auxilio de las teorías de flujo base y flujo superficial para efectuar la correlación entre los excedentes proporcionados por la primera teoría y los excedentes reales observados en el o los ríos de la región.

El problema así planteado lo es de correlación estadística. Si se cuenta con datos confiables de un buen número de años y se puede efectuar la correlación dentro de límites estrechos, puede decirse que el modelo refleja fielmente el mecanismo existente en la porción del ciclo hidrológico estudiada.

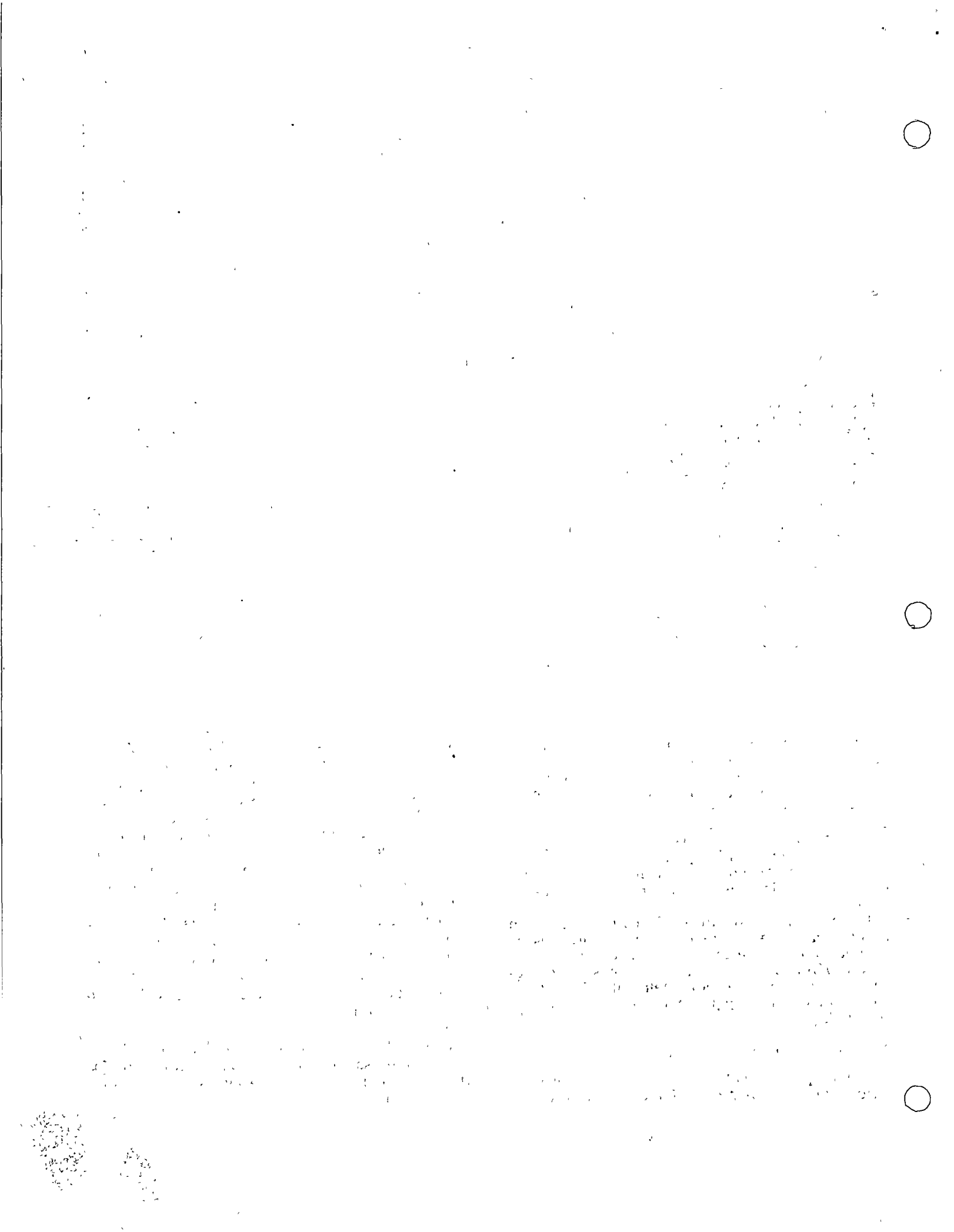
6.2 Modelo analógico integral

El modelo matemático descrito en el inciso anterior puede convertirse, siguiendo un procedi-

miento similar al seguido en el Capítulo V para los modelos analógicos, en un modelo analógico eléctrico que simule el funcionamiento conjunto de los sistemas hidrológicos superficial y subterráneo. El sistema superficial sería similar al subterráneo, aunque con una escala de tiempo mucho más reducida. La interconexión existente entre ambos sistemas debe ser simulada mediante hipótesis razonables. El modelo debe pasar la prueba de calibración antes de considerarse correcto, consistiendo dicha calibración en la reproducción satisfactoria de los datos históricos existentes.

Los modelos analógicos integrales se encuentran aún en proceso de desarrollo en diferentes centros de simulación analógica, no existiendo por ello aún referencias bibliográficas sobre el tema.

Sea cual sea el modelo adoptado, si la calibración ha sido satisfactoria, puede utilizarse con los datos existentes en la planeación de las explotaciones futuras.



CAPÍTULO VII

PROBLEMAS ESPECIALES

Aunque los procedimientos de estudio descritos en los Capítulos anteriores son de aplicación general, existen algunos problemas que merecen ser comentados por separado. Dichos problemas son los de acuíferos en calizas, acuíferos en basaltos, acuíferos en rocas cristalinas e intrusión salina.

7.1 *Acuíferos en calizas*

Las formaciones calizas pueden constituirse en acuíferos por tres razones diferentes: por su porosidad intrínseca, por la presencia de sistemas de grietas y por la presencia de conductos de disolución.

Los problemas que plantean las calizas para su estudio dependen íntimamente de la naturaleza de los espacios que contienen y conducen al agua, así como de las características estructurales y estratigráficas, que pueden influir en forma importante en el sentido del flujo.

Cuando el agua fluye por los poros de la roca el problema se asimila formalmente a los de medios porosos continuos. Cuando el agua fluye por

grietas, si éstas se encuentran suficientemente cercanas y si ocurren, como es frecuente en familias, el problema es asimilable a los de medios porosos continuos y anisótropos y, finalmente, cuando el flujo escurre por conductos de disolución el problema es similar al de un sistema de colectores funcionando como canales o a sección llena.

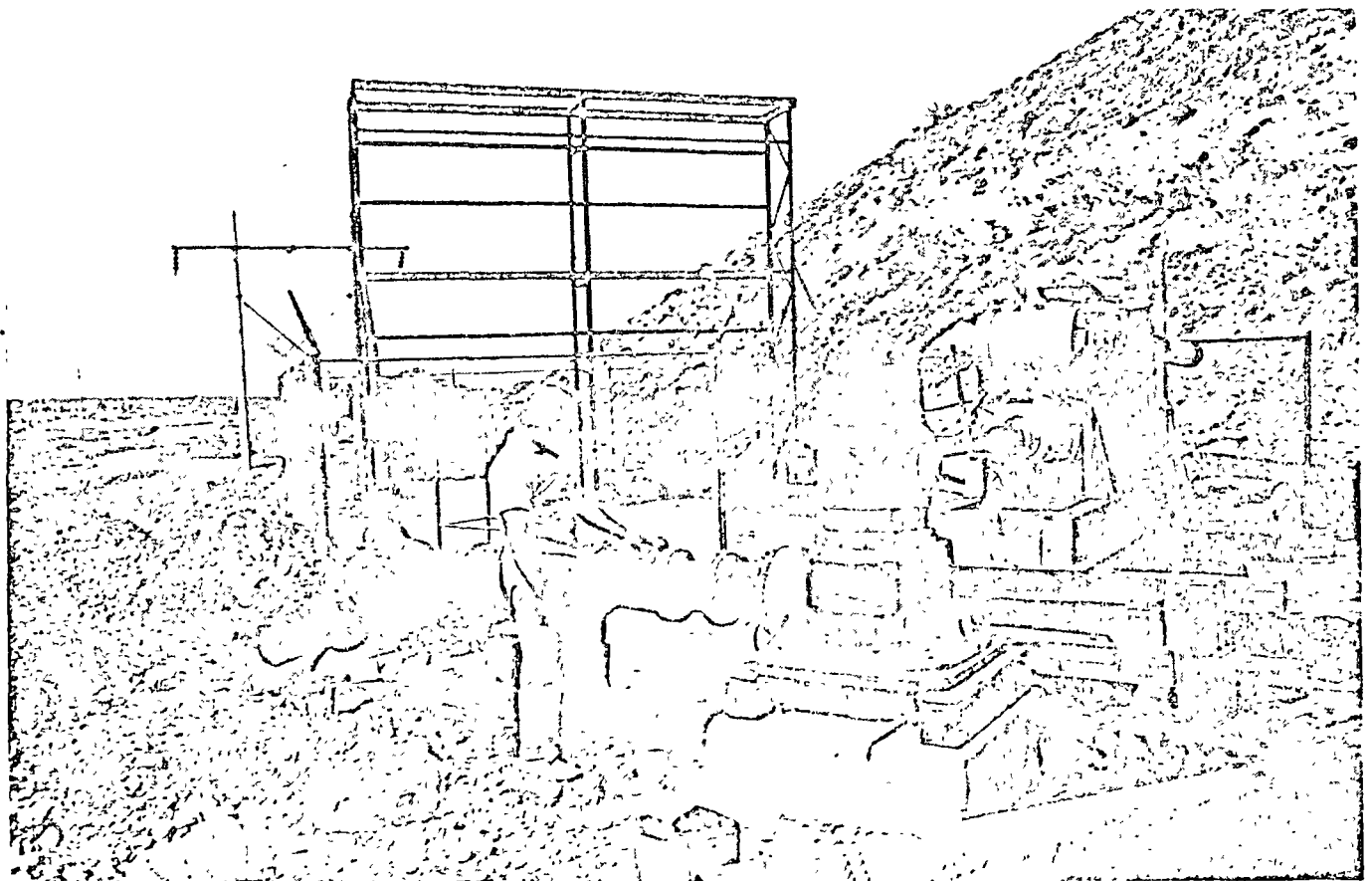
En los dos últimos casos —flujo por grietas y flujo por conductos de disolución— generalmente ocurre que las capacidades específicas son sumamente grandes, existiendo además serias dudas sobre la aplicabilidad de la ley de Darcy.

Las objeciones indicadas hacen que las teorías de flujo de agua hacia pozos no resulten aplicables, en general, al flujo en calizas.

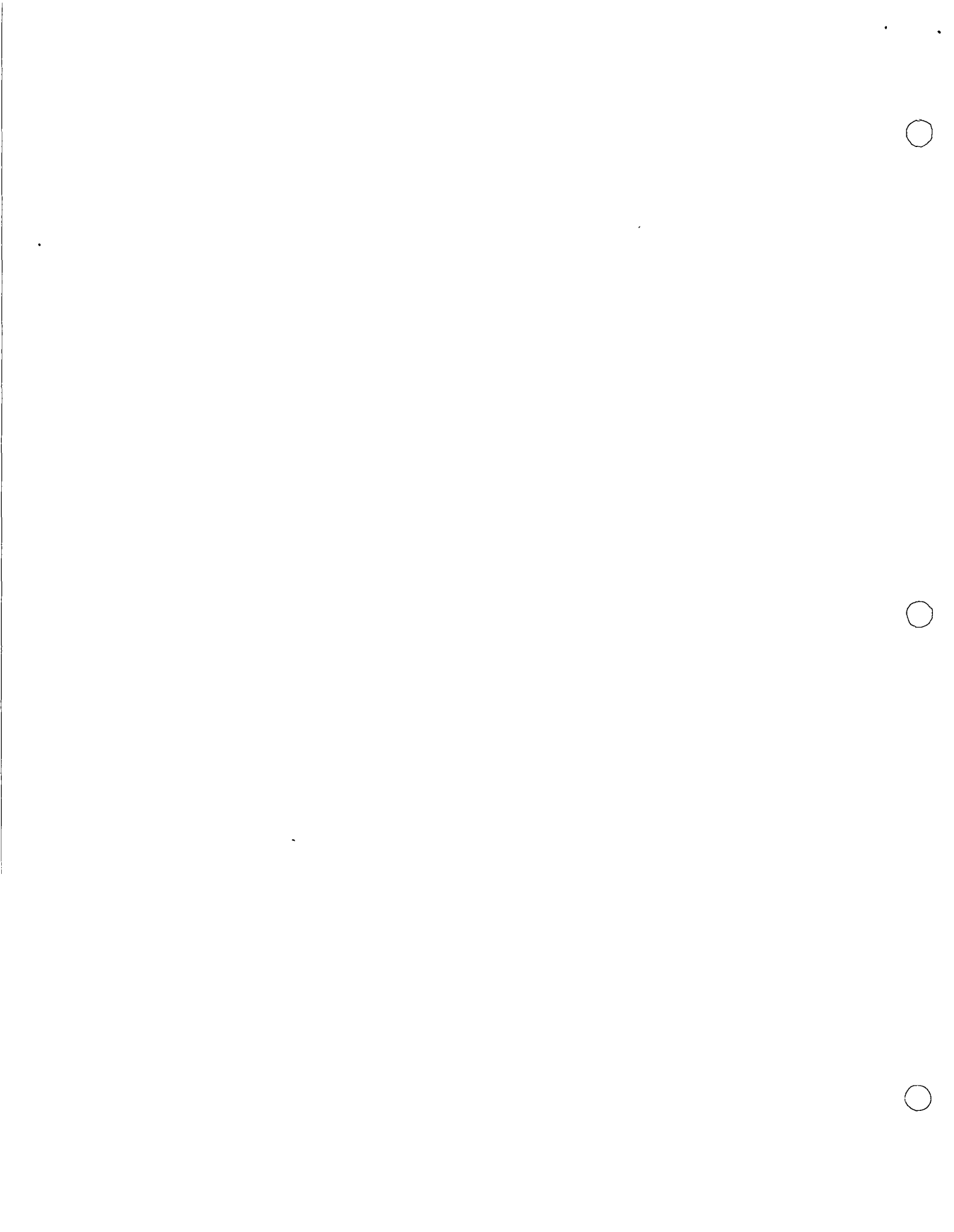
En estas condiciones los procedimientos de estudio aplicables resultarían ser únicamente los indirectos, así como los directos del tipo del método de Hill y, posiblemente, algún tipo de modelo matemático.

7.2 *Acuíferos en basaltos*

Los acuíferos en basaltos frecuentemente, por su alto grado de fracturamiento, cumplen las condiciones necesarias para hacer válidas las teorías



Equipo provisional de un pozo



de flujo de agua en medios porosos. De ser así, el tratamiento de los problemas de flujo de agua en basaltos es el descrito en los Capítulos I a VI. Cuando no se cumplen tales condiciones, la situación es similar a las de las calizas, descritas en el último párrafo.

7.3 Acuíferos en rocas cristalinas

La explotación de agua en rocas cristalinas es particularmente difícil por dos razones: la localización misma del agua y su escasez.

Generalmente en las rocas cristalinas, el agua circula por grietas de intemperización y/o de enfriamiento que no profundizan demasiado, a menos que existan fallas. De acuerdo con lo anterior, si no hay evidencia de tales accidentes geológicos no es recomendable llevar una perforación en tales rocas a más de, por ejemplo, 30 m de profundidad (para fijar la profundidad conviene guiarse por los resultados de bombeos cortos durante la perforación).

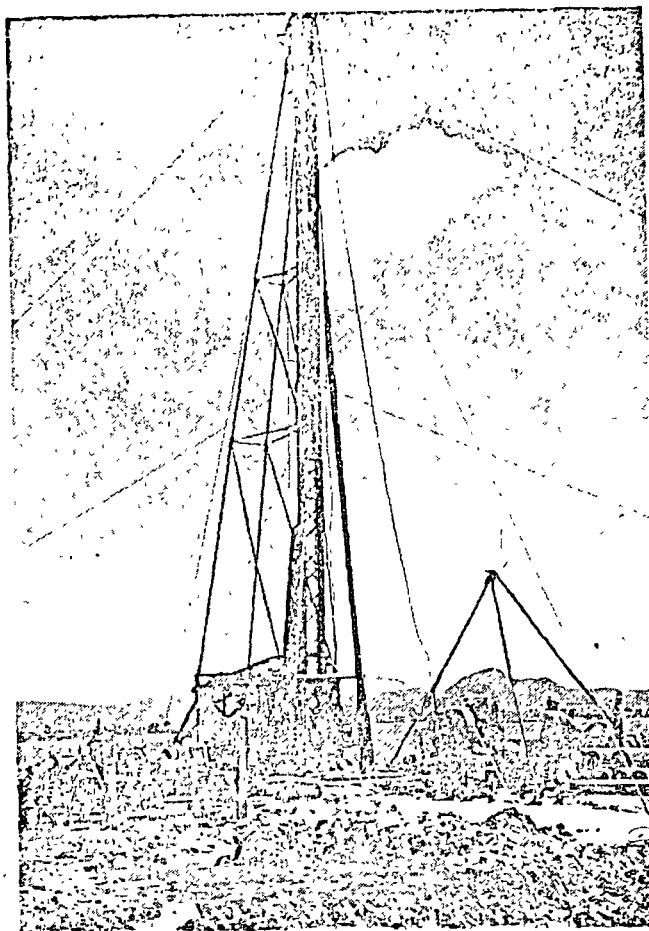
7.4 Intrusión salina

En el Capítulo V, al hablar del método de Hill, se mencionó el problema de intrusión salina en acuíferos costeros. El estudio de dicho problema se encuentra actualmente en franca evolución. Existe ya un gran número de teorías al respecto que pueden resultar útiles en casos especiales.

Como no es posible establecer la validez de una teoría cualquiera sin antes efectuar una correlación con los datos reales, se han venido desarrollando paralelamente con las teorías, técnicas de medición y observación de la intrusión salina. Teniendo en cuenta que el problema es tridimensional, los pozos de observación de tipo más avanzado existentes¹⁶ son similares a las estaciones piezométricas empleadas en Mecánica de Suelos, con la diferencia de que los piezómetros se sustituyen por tramos ranurados de varios metros de longitud. En estas condiciones, si se cuenta con sondas especiales, debidamente calibradas que midan simultáneamente temperatura y resistividad del agua a diferentes profundidades, es posible, con suficiente aproximación, deducir la distribución vertical de salinidad y, con ello, la posición de la interfase salina.

Los problemas de intrusión salina no son privativos de los acuíferos costeros; pueden ocurrir dondequiera que haya una masa de agua salobre en contacto con agua dulce. Cuando se trata de acuíferos múltiples, unos de agua salobre y otros de agua dulce, el problema se reduce simplemente a la correcta identificación de los mismos para posteriormente ver que los pozos de explotación se encuentren sellados en los tramos que cruzan a los acuíferos de agua salada.

Cuando los problemas de salinidad pueden asimilarse con suficiente aproximación a problemas bidimensionales, es posible estudiarlos a través



Equipo de perforación, excavando un pozo profundo

de modelos de tipo Hele Shaw⁸ consistentes en placas paralelas a pequeñas distancias entre las que circulan fluidos viscosos de diferentes densidades.

CAPÍTULO VIII

TENDENCIAS ACTUALES

8.1 Hidrología

Con la excepción hecha de los estudios integrales descritos en el Capítulo VI, en general poco conocidos, así como de algunos notables intentos de planeación conjunta de explotaciones,^{17, 18} puede decirse que la hidrología superficial y la hidrología subterránea han seguido hasta la fecha caminos totalmente independientes.

Por fortuna, como ya se vio en el Capítulo VI, existe actualmente la tendencia hacia el estudio conjunto de los recursos hidráulicos superficiales y subterráneos. Ciertamente no puede decirse aún que todos los problemas estén resueltos; existen todavía muchos puntos oscuros sobre el mecanismo de la evapotranspiración, de la infiltración, de la retención del agua por el suelo y de los escu-



rimientos superficial y subterráneo. Es muy posible que la existencia de tales puntos oscuros haya inducido a los investigadores a estudiar separadamente los problemas de flujo superficial de los problemas de flujo subterráneo. Sin embargo, es necesario reconocer que mientras el problema conjunto no se ataque, no será posible avanzar hacia soluciones más adecuadas.

8.2 Geohidrología

En el aspecto geohidrológico, los estudios actuales parecen enfocarse en sentidos bien definidos, teniendo como objetivos:

a) Cubrir teóricamente el mayor número de problemas que puedan surgir en la práctica.

b) Abatir el costo de los estudios, simplificando las técnicas de exploración, toma de datos e interpretación de los mismos.

Respecto a lo primero, puede decirse que aunque los desarrollos teóricos existentes a la fecha permiten analizar una gran variedad de situaciones, aún existen deficiencias. Por ejemplo, todavía no han sido suficientemente estudiados los problemas de acuíferos múltiples, de intrusión salina y de flujo en rocas fisuradas o con conductos de disolución.

El aspecto indicado en (b) se encuentra íntimamente relacionado con la planeación y programación de los estudios; si bien un estudio dado mejora con el volumen y calidad de los datos, aumenta su costo en el mismo sentido. Luego, la decisión final debe constituir un compromiso razonable entre el deseo de mejorar el estudio y el de abatir su costo. Los estudios ya efectuados en todo el mundo y los que están en proceso actualmente permitirán en un futuro próximo dictar normas al respecto.

8.3 Geoquímica

Entre las posibilidades futuras de los estudios geoquímicos se encuentran los trazadores radiactivos y la interpretación del esquema termodinámico del agua. Por estos caminos puede llegarse eventualmente a la cuantificación de flujos subterráneos.

Aunque los trazadores radiactivos han sido ya empleados en hidrología subterránea, sus aplicaciones han sido muy específicas, siendo relativamente costosas y exigiendo personal sumamente especializado. Además, la opinión pública se opone generalmente a su empleo por la peligrosidad que se les atribuye al ignorarse los avances alcanzados en protección radiológica.

Es muy posible que el empleo de compuestos solubles inertes que se activan después de la toma de las muestras de agua, ayude a vencer la oposición ya indicada, aunque quedaría en pie la cuestión del costo relativo. Si éste llegara a abatirse en relación a los beneficios obtenidos hasta ser comparable al de otros métodos de estudio, podría incrementarse la utilización de tales trazadores.

Respecto al esquema termodinámico, ya se han efectuado algunos avances^{19, 20} con la idea fundamental de que las variaciones térmicas son consecuencia de las pérdidas de carga que ocurren para que haya flujo. En realidad tales teorías son simplemente térmicas y desprecian fuentes importantes de cambios de temperatura en el agua: la presión, las temperaturas del medio en que circula, el calor que va asociado al cambio de composición química del agua, etc. La consideración de estas causas convertiría las teorías en termodinámicas, abriéndose con ellas un horizonte lleno de posibilidades en la Geoquímica

CAPÍTULO IX

LOS ESTUDIOS DE LA CHCVM

La Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México tiene entre sus atribuciones la de estudiar los recursos hidráulicos subterráneos del Valle y de las regiones vecinas al mismo que puedan ser explotadas en su beneficio, una vez satisfechas sus necesidades futuras.

Con tal motivo, desde la iniciación misma de sus actividades, la CHCVM se echó a cuestras la tarea de cuantificar los recursos subterráneos del Valle de México. Para ello, se propuso adoptar las técnicas de estudio de uso común en la República Mexicana encontrando con sorpresa que los únicos métodos que entonces se empleaban eran los de apreciación preliminar por medio de coeficientes y balances hidrológicos (existiendo para el primer método una gran diversidad de criterios, ya que los coeficientes simplemente se adoptaban entre los reportados por distintos autores), así como el método de Hill.

Por otra parte, fuera de los mencionados no se hacía uso de ningún otro método de estudio cuantitativo y, de hecho, no existía una metodología definida para llevar a cabo tales estudios. A la vista de tal situación, además de la cuantificación de los recursos del Valle de México y sus alrededores, la CHCVM se propuso recientemente establecer para sí misma una metodología definida que sirviera de infraestructura a los futuros estudios.

Para llevar a cabo la cuantificación de los recursos subterráneos del Valle, se procedió a elaborar una serie de estudios que se encuentran aún en proceso. Los métodos adoptados se adaptaron al tipo, calidad y cantidad de los datos existentes. Al mismo tiempo, se inició un programa de mediciones y pruebas que permitieran en el futuro repetir las interpretaciones mediante la aplicación de métodos más confiables.

Para lograr la divulgación de una metodología definida en los estudios de aguas subterráneas, la Comisión se propuso, por una parte, publicar todos y cada uno de los estudios que fuera efectuando y, por la otra, preparar una serie de publicaciones de divulgación (siendo el presente trabajo la primera de ellas), que permitan, hasta donde sea



posible, poner al tanto a sus técnicos sobre los avances alcanzados en otros países.

Teniendo en cuenta lo anteriormente expuesto, es fácil comprender por qué los estudios de la Comisión han seguido en su evolución a la de los efectuados fuera del país, con un defasamiento en el tiempo y a un ritmo acelerado. No obstante lo anterior, hasta la fecha de esta publicación no se ha llegado a efectuar en México un estudio del tipo más avanzado existente a la fecha (modelo analógico) por carecer la Secretaría del equipo necesario. Actualmente se están dando los pasos para la adquisición de tal equipo y se están empezando a diseñar los primeros modelos analógicos que estarán listos para su calibración cuando el equipo se encuentre instalado en México.

A continuación se hará una breve descripción de los estudios, tanto indirectos como directos, efectuados hasta 1967 por la CHCVM.

9.1 Estudios indirectos

Valle de México

Para la elaboración de la publicación "Hidrología de la Cuenca del Valle de México",²¹ fue ne-

cesario estimar en corto tiempo, en forma preliminar, los recursos subterráneos del Valle. Con tal motivo, se efectuó una estimación siguiendo el procedimiento de los coeficientes de infiltración. La selección de los coeficientes se hizo como a continuación se indica:

El levantamiento geológico de la Cuenca²² tuvo como subproducto una clasificación cualitativa sobre la permeabilidad de las formaciones geológicas del Valle. En dicha clasificación, la formación más permeable, cualitativamente hablando, resultó ser la formación Chichinautzin. Para dicha formación se efectuó una estimación directa de la infiltración media.²³ Tal estimación se hizo comparando la magnitud total de manantiales y extracciones en todo su perímetro, teniendo en cuenta el hecho de que no existía sobreexplotación aparente, con la lluvia media que cae sobre la misma. En esta forma se llegó a un coeficiente de infiltración medio para la formación Chichinautzin del orden de 0.40.

Una apreciación similar efectuada en la formación Chiconautla, permitió concluir que, aparentemente, los basaltos del resto del Valle eran menos permeables que los de la formación Chichinautzin. Sobre estas bases los coeficientes para el



Manantial Pozo Azul



resto de las formaciones se adoptaron con valores entre cero y cuarenta por ciento, siguiendo un orden decreciente de magnitud similar al propuesto por el geólogo y siguiendo en lo posible las opiniones que al respecto aparecían en la literatura bibliográfica para formaciones similares. El resultado de tal estimación, así como los coeficientes adoptados aparecen en el Capítulo VII de la referencia.²¹

Valle de Oriental

Para evaluar la potencialidad de los acuíferos del valle de Oriental, en los Estados de Puebla, Tlaxcala y Veracruz, como parte del estudio del sistema Apan-Oriental, y poder determinar el caudal que de los mismos pudiera enviarse a la Ciudad de México sin lesionar las necesidades locales, se efectuó una estimación de la probable infiltración existente en las formaciones geológicas de dicho valle. Para ello se adoptaron coeficientes similares a los del Valle de México ya descritos, sin mayor justificación que la similitud existente entre las formaciones geológicas. El resultado de tal estimación aparece en detalle en la referencia.²⁴

Consciente la Comisión del carácter preliminar de los estudios efectuados por medio de coeficientes tanto dentro del valle como fuera del mismo, inició a partir de 1960 una serie de estudios cuantitativos directos, según se indica a continuación, para valuar, sobre una base más firme, la potencialidad de los acuíferos en cuestión.

9.2 Estudios directos

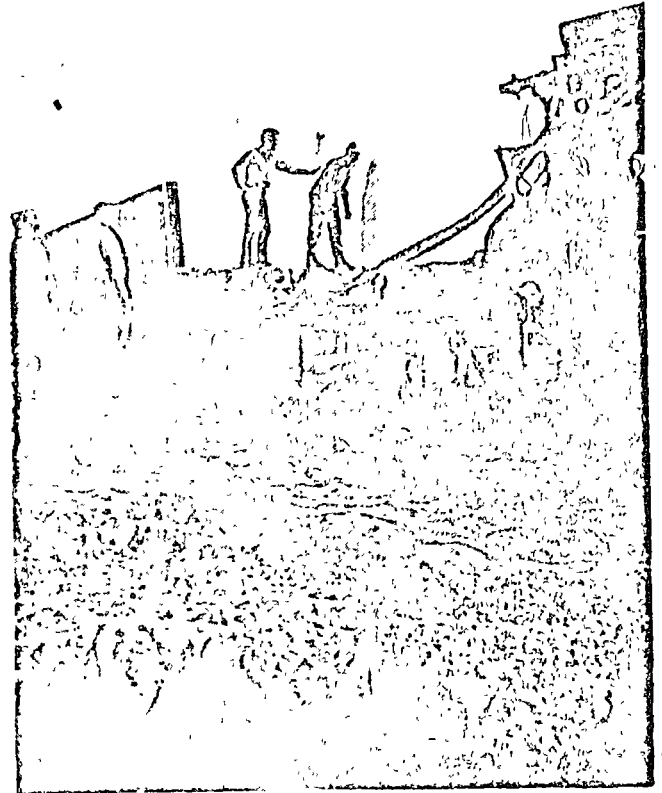
Valle de Cuautitlán

Con motivo del proyecto de abastecimiento de zona urbana industrial N-Z-T, se efectuó en el valle de Cuautitlán, dentro del Valle de México, una estimación directa de segundo orden con base en configuraciones piezométricas obtenidas en pozos y estaciones piezométricas, y en los resultados de una serie de pruebas de bombeo programadas al efecto.

El detalle de la estimación mencionada aparece en la referencia.²⁵ Aquí se mencionará tan sólo el hecho curioso de que el estudio directo de la zona de Cuautitlán ha permitido rechazar el coeficiente de infiltración de la formación Chiconautla y confirmar el coeficiente medio de la formación Tarango, al poniente de la zona en estudio.

Sistema Apan-Oriental

Por la razón expuesta en el caso anterior y para dar una mayor solidez a las cifras de explotación propuestas para el sistema Apan-Oriental en el estudio indirecto, se efectuaron estudios directos de segundo orden siguiendo una secuela similar a la descrita para el caso de Cuautitlán.



Pozo para prueba de hombre. Al fondo se aprecia la altura a la que se sostuvo el chorro natural a la salida del pozo

Los resultados de dichos estudios están por publicarse.

En este caso, es interesante destacar que la existencia de fugas subterráneas, debidamente comprobadas por el método directo, hubiera invalidado cualquier balance hidrológico efectuado desde la superficie por precisas que fueran las mediciones de sus partes componentes. Por otra parte, la concordancia entre la potencialidad total obtenida por medio de coeficientes y la obtenida por el método directo fue notable, excediendo la primera aproximadamente en un 20 por ciento a la segunda.

9.3 Otros estudios

La Comisión ha iniciado últimamente el estudio de las zonas del Alto Mezquital y el Alto Lerma.

En el primer caso, ha efectuado ya un censo muy completo de pozos y norias, así como obtenido los datos de las extracciones que en ellos se efectúan y los referentes a los análisis físico-quí-



mico y bacteriológico de sus aguas. Actualmente se está formulando el programa de estudio directo respectivo.

En el caso de la Cuenca Alta del Lerma ha habido varias apreciaciones de carácter preliminar que han fijado la potencialidad de los acuíferos de la región en cifras cada vez menores.^{20 27} Debiendo la SRH por disposición presidencial controlar la explotación de tales acuíferos, la Comi-

sión ha preparado un programa para la explotación y observación de los mismos y está reinterpreta-ndo los datos existentes y preparando programas para el estudio definitivo.

En el estudio del Alto Lerma se pretende llegar hasta el modelo analógico, así como en los casos de Oriental, la zona de Cuautitlán, los valles de Chalco y Xochimilco y el resto del Valle de México.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. ROBERT F. LEGGET. *Geology and Engineering*. 1962, McGraw Hill Book Company, Inc.
2. GERMÁN E. FIGUEROA V. *Paradojas de los estudios geohidrológicos*. 1967, Estudio 385 de la CHCVM.
3. *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. 1965, American Public Health Association, Inc.
4. *Methods for Collection and Analysis of Water Samples*. 1960, Geological Survey Water-Supply Paper 1454.
5. THEROUX, ELDRIDGE y MALLMANN *Laboratory Manual for Chemical and Bacterial Analysis of Water and Sewage*. 1943, McGraw Hill Book Company, Inc.
6. WILCOX, L. V. *Classification and Use of Irrigation Waters*. 1955, U.S. Dept. Agr. Circ. Núm. 969.
7. DAVID K. TODD. *Ground Water Hydrology*. 1966, John Wiley & Sons Inc.
8. DAVIS & DE WIEST. *Hydrogeology*. 1966, John Wiley & Sons, Inc.
9. CARLSTON, TRATCHER y RHODEHAMEL. *Tritium as a Hydrologic Tool, the Wharton Tract Study*. 1960, Internat. Assoc. Sci. Gydrol. Public. Núm. 52.
10. *Study and Interpretation of the Chemical Characteristics of Natural Water*. 1959, Geological Survey Water-Supply Paper 1473.
11. EPSTEIN y MAYEDA. *Variation of O¹⁸ Content of Waters from Natural Sources*. 1953, Geochim et Cosmochim, Acta, v. 4.
12. FELTS y HANSHAW. *Preparation of Water Sample for Carbon - 14 dating*. 1963, U. S. Geol. Survey Circ. 480.
13. H. SCHOELLER. *Les eaux souterraines*. 1962, Masson & Cie. Editeurs.
14. MIGUEL PÉREZ ESPINOZA. *Un paso más de C. W. Thornthwaite hacia una clasificación racional del clima*. 1967, Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XXI, Núm. 3.
15. *Proc. of the Symp. on Transient Ground Water Hydraulics*. 1963, Colorado State University.
16. N. JACOBS y S. SCHIMORAK *Salt Water Encroachment in the Coastal Plain of Israel*. 1960, Pub Núm. 52 del UGGI.
17. FOWLER y VALANTINE *The Coordinated Use of Ground Water Basins and Surface Water Delivery Facilities*. 1964, Publ Núm 64 del U.G.G.I.
18. CHUN, WABER y KIYOSHI NIDO. *Computer Tools for Sound Management of Ground Water Basins*. 1964, Publ Núm 64 del UGGI.
19. R. W. STALLMAN. *Computation of Ground Water Velocity from Temperature Data*. 1963, U. S. Geol. Surv. Water Supply Paper 1544-H.
20. R. W. STALLMAN. *Steady one-dimensional Fluid Flow in a Semi-infinite Porous Medium with Sinusoidal Surface Temperature*. 1965, Jour. Geophys. Res. V. 70 Núm. 12.
21. *Hidrología de la Cuenca del Valle de México*. CHCVM. 1963-1964 (5 tomos).
22. FEDERICO MOOSER. *Informe sobre la geología de la cuenca del Valle de México y zonas colindantes*. Public Núm 6 de 1961 de la CHCVM.
23. H. LESSER JONES *Determinación del coeficiente relativo de infiltración para la vertiente sur de la sierra del Chichinautzm*. Public. Núm. 5 1961, CHCVM.
24. *Estudio de viabilidad del sistema regional Apan-Oriental*. Public Núm 3 de 1964 de la CHCVM.
25. *Hidrogeología del valle de Cuautitlán*. Public Núm. 3 de 1961 de la CHCVM.
26. MARIO VEYTIA BARBA *Estudio geohidrológico de la parte alta de la cuenca del río Lerma* 1960.
27. *Estudio geohidrológico de la cuenca alta del río Lerma hasta el estrechamiento de Atlacomulco*. Servicios Geológicos, S. A. 1966.



APÉNDICE

NORMAS MEXICANAS DE CALIDAD PARA AGUA POTABLE *

"Se considera agua potable a toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud, para lo cual deberá llenar los requisitos siguientes:

I. Caracteres 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 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.

II. 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 iones 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 | 1000 |
| Alcalinidad total, expresada en CaCO ₃ , hasta | 400 |
| Dureza total, expresada en CaCO ₃ , hasta | 300 |
| Dureza permanente o de no carbonatos, expresada en CaCO ₃ , en aguas naturales de preferencia hasta | 150 |
| Cloruros expresados en Cl, hasta | 250 |
| Sulfatos, expresados en 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, expresado 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, exavalente, 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 sobre cloradas, 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 organismo 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 gelatina, cromógenas o fétidas, en la siembra de un centímetro cúbico de muestra, en gelatina incubada a 20° por 48 horas.

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

- a) La alcalinidad a la fenolftaleína calculada como CaCO₃, será menor de 15 partes por millón, más 0.4 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 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, ambos calculados como CaCO₃.

* Normas de la Secretaría de Salubridad y Asistencia, publicadas en el Diario Oficial del 2 de julio de 1953.



INGENIERIA
HIDRAULICA
en México

APORTACION AL ESTUDIO DE ACUIFEROS

Por

GERMÁN EFRAÍN FIGUEROA VILCA

1971

ESTE SOBRECUBO CORRESPONDE AL Nº 2 VOL XXV
1971 DE LA REVISTA INGENIERIA HIDRAULICA

Aportación al estudio de acuíferos*

Diagrama de influencia para bombeos regionales

Germán Efraín FIGUEROA VEGA **

Ingeniero Civil

CUANDO en un acuífero confinado se extrae agua por medio de pozos distribuidos en áreas de forma arbitraria, ocurren abatimientos de niveles estáticos, que son función de tiempo y de posición, cuyo cálculo resulta, en general, sumamente laborioso.

El objeto del presente artículo es el de proponer un procedimiento simple y expedito para efectuar los cálculos indicados.

La publicación *Technical Memorandum*, N° 657 del Bureau of Reclamation contiene, en un artículo de R. E. Glover, la expresión siguiente:¹

$$a_0 = \frac{q'}{S} \left[\left(-\frac{b^2}{4\alpha t} \right) \left\{ -Ei \left(-\frac{b^2}{4\alpha t} \right) \right\} + 1 - e^{-\frac{b^2}{4\alpha t}} \right] \quad (1)$$

para el abatimiento inducido "a₀" en el centro de un área circular de radio "b", en la que se efectúa un bombeo uniforme de "q'" unidades de volumen por unidad de área y por unidad de tiempo durante un tiempo "T", suponiendo al acuífero horizontal, confinado y de extensión infinita, con espesor constante, transmisibilidad "T" y coeficiente de almacenaje "S", siendo "α" la razón

$$a = \frac{T}{S} \dots \dots \dots (2)$$

y "E_i" la integral

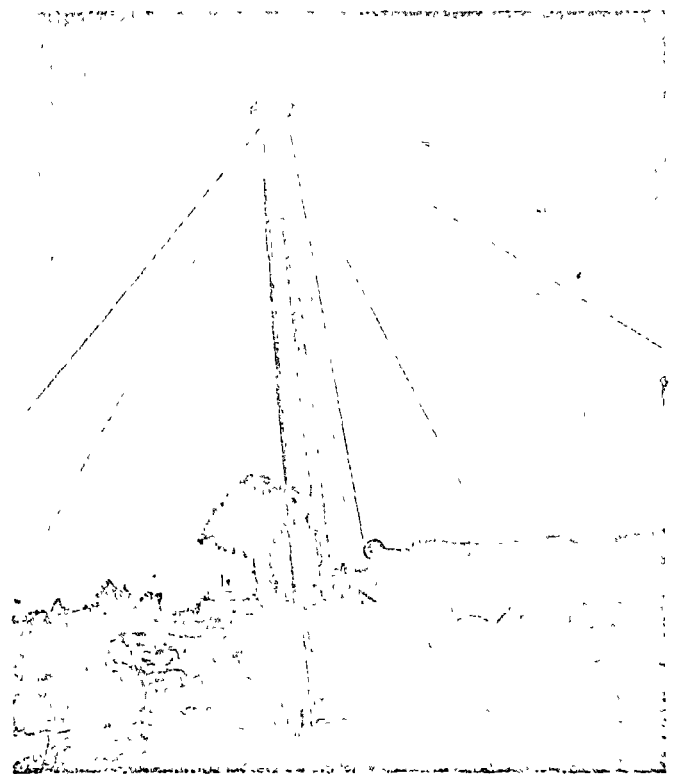
* Trabajo presentado en el I Congreso Nacional de Hidráulica, Oaxtepec, Mor.

** Jefe de la Oficina de Estudios Especiales de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, S.R.H.

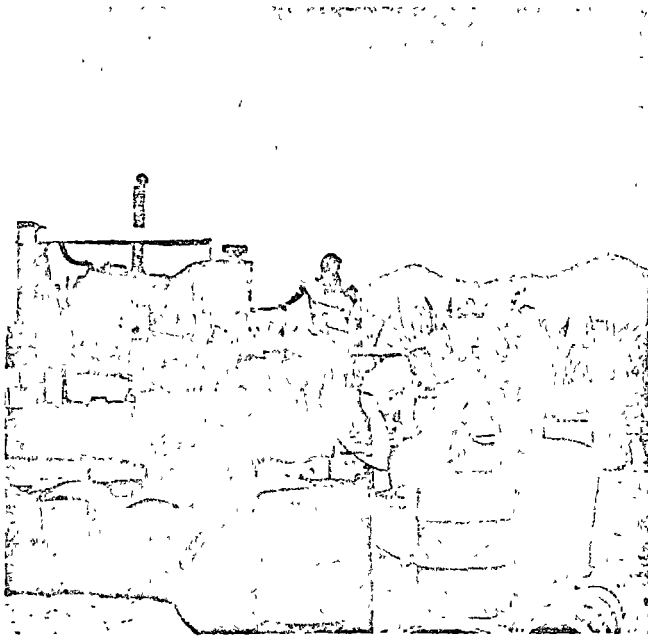
$$-E_i \left(-\frac{b^2}{4\alpha t} \right) = \int_{\frac{b^2}{4\alpha t}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du \quad (3)$$

ampliamente conocida en hidrología subterránea.²

La expresión (1) puede emplearse en forma similar al empleo que hizo Newmark de la solución de Bousinesq³, para obtener un diagrama de influencia del bombeo regional.



Pozo en perforación



Aforo de pozo

Para ello, obsérvese que en la expresión (1), el coeficiente $(qt)/s$ representa al abatimiento que ocasionaría el bombeo "q" tras de un tiempo "t" si no hubiera transmisión horizontal del agua en el acuífero, esto es, si el agua de cada columna de suelo se moviera sólo verticalmente para alimentar al bombeo "q".

Obviamente, si existe transmisión lateral del agua, el bombeo es alimentado por una porción mayor del acuífero y, por ello, el abatimiento será una cierta frac-



Prueba de la sonda

ción de $(qt)/s$. Este es justamente el papel del paréntesis rectangular de la expresión (1), ya que su valor es menor que la unidad y representa la "influencia relativa" del bombeo, en relación con $(qt)/s$.

Para dos círculos concéntricos de radios b_1 y b_2 ($b_1 > b_2$), la "influencia relativa" se obtiene fácilmente, y es

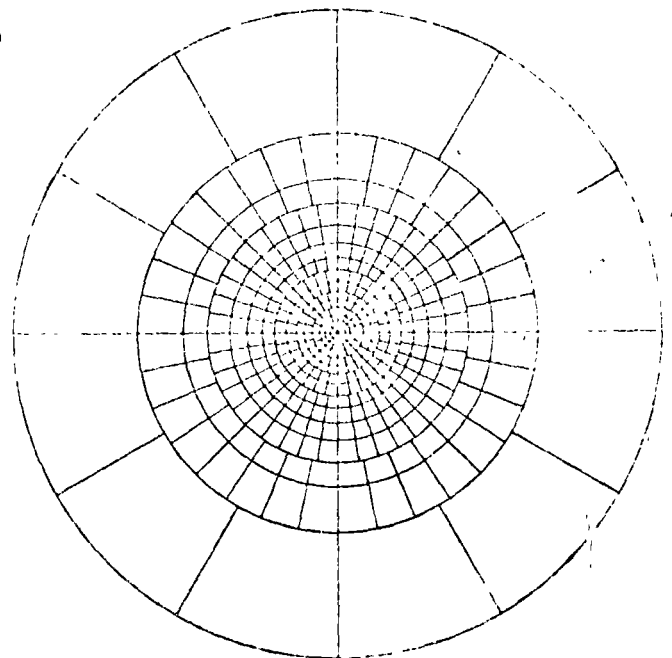
$$i_{1,2} = \left[\left(\frac{b_1^2}{4\alpha t} \right) \left\{ -E_1 \left(-\frac{b_1^2}{4\alpha t} \right) \right\} - e^{-\frac{b_1^2}{4\alpha t}} - \left(\frac{b_2^2}{4\alpha t} \right) \left\{ -E_1 \left(-\frac{b_2^2}{4\alpha t} \right) \right\} + e^{-\frac{b_2^2}{4\alpha t}} \right] \quad (4)$$

y finalmente, si se divide radialmente el anillo comprendido por los círculos anteriores en "n" partes iguales, resultan "cuadros" con "influencia relativa".

$$i = \frac{i_{1,2}}{n} \dots \dots \dots (5)$$

Con las expresiones anteriores se construyó el "diagrama de influencia" de la figura 1, adoptando, para las celdas interiores una influencia relativa de 0.0025 y para las exteriores otra de 0.001.

LA INFLUENCIA RELATIVA DE LAS CELDAS INTERIORES ES DE 0.0025, LA DE LAS CELDAS DE LA CORONA EXTERIOR ES SOLAMENTE DE 0.001



ESCALA GRAFICA (ADMENSIONAL)

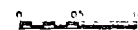


Figura 1

Este diagrama permite estimar rápidamente el efecto de un bombeo de intensidad "q" durante un tiempo "t", sea cual sea la forma del área de bombeo o el punto en que se quiere efectuar la estimación; para ello se modifican las dimensiones "l_i" del área de bombeo y áreas adyacentes en que interesa conocer los abatimientos, según la expresión

$$l_i = \frac{l_i}{\sqrt{4 \alpha t}} \dots \dots \dots (6)$$

y se vuelve a dibujar la región con las nuevas dimensiones dadas por (6) y con la misma escala que aparece en el diagrama de influencia.

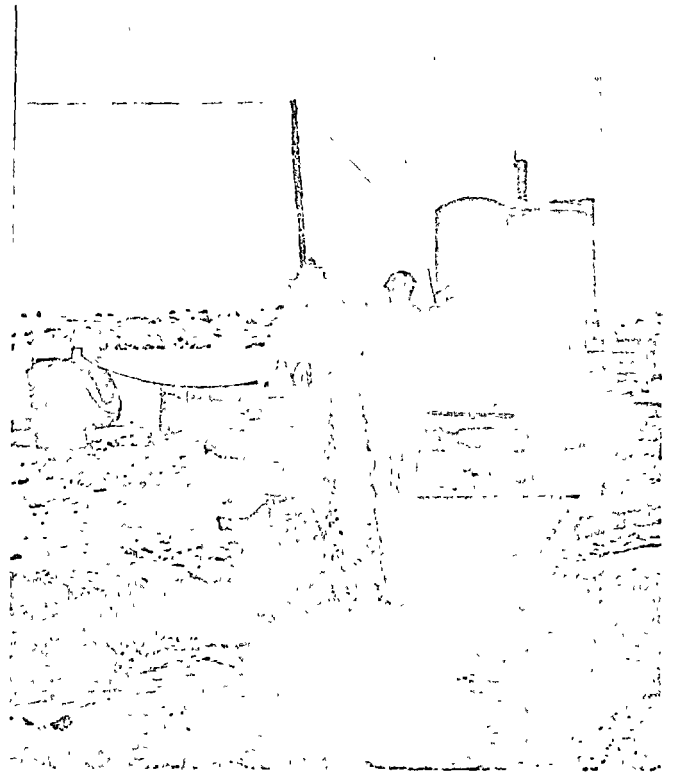
Una vez hecho lo anterior, simplemente se superpone el centro del diagrama de influencia sobre el punto en que se quiere calcular el abatimiento al tiempo "t", contando el número "N_i" de celdas interiores cubiertas por el área de bombeo, así como el de exteriores, "N_e". En seguida, se calcula el abatimiento mediante la expresión

$$a_p = \frac{qt}{S} [0.0025 N_i + 0.001 N_e] \dots \dots (7)$$

El tratamiento de casos particulares puede simplifi-



Sondeos durante el aforo



Vista frontal del aforo

carse bastante más si se utilizan conjuntamente el diagrama de influencia aquí desarrollado y la teoría de abatimientos medios regionales publicada con anterioridad⁴.

El procedimiento anterior, combinado convenientemente con el método de las imágenes² o con cualquier otro que persiga la misma finalidad, permitirá tratar casos en que el acuífero no es de extensión infinita.

REFERENCIAS

¹ Proceedings of the Symposium on Transient Ground Water Hydraulics; Colorado State University, U.S.A., 1965
² C. E. JACOB, 1949, "Flow of Ground Water", Capítulo V de *Engineering Hydraulics*, editada en 1960 por Hunter Rouse, John Wiley & Sons Inc.
³ TERZAGHI-PECK, 1948; *Soil Mechanics in Engineering Practice*; John Wiley & Sons, Inc.
⁴ FIGUEROA VEGA, GERMAN EFRAIN, 1968, "La interpretación de abatimientos medios regionales provocados por bombeo mediante pozos"; *Boletín Técnico*, N° 27 de la CHCVM (S.R.H.)

Síntese **UMA CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE MANTOS FREATICOS** Diagrama de Influência para bombeamentos regionais

Quando num aquífero confinado se extrai água por meio de poços distribuídos em áreas de forma arbitrária, ocorrem rebaixamentos de níveis estáticos, que são função de tempo e de posição, cujo cálculo resulta, geralmente, bastante trabalhoso.

A finalidade do presente artigo é propôr um procedimento simples e rápido para realizar os cálculos indicados.

Apresenta-se um "diagrama de influência", original do autor, que permite, dentro dos limites das hipóteses efetuadas, estimar o efeito de bombeamentos regionais em forma rápida, sem necessidade de utilizar modelos analógicos ou auxiliar-se com computadores digitais.

O tratamento de casos particulares pode ser bastante simplificado se utilizam, conjuntamente, o diagrama de influência aqui desenvolvido e a teoria de rebaixamentos médios publicada com anterioridade.

O procedimento anterior, combinado convenientemente com o método das imagens ou com qualquer outro que tenha a mesma finalidade, permitirá tratar casos no qual o aquífero não é de extensão infinita.

Para tempos suficientemente grandes, o volume total procedente de cada um dos aquíferos pode considerar-se como uma função linear do tempo e calcular-se, com suficiente aproximação, repartindo o volume de água total extraído do sistema em forma proporcional aos coeficientes de armazenamento dos aquíferos.

Como consequência imediata temos que para tempos grandes as razões existentes entre os volumes totais de água fornecidos pelos aquíferos são praticamente constantes.

Synthèse **CONTRIBUTION A L'ETUDE DES NAPPEs AQUIFERES** Diagramme d'influence pour les pompages régionaux

Quand dans une nappe aquifère confinée on extrait de l'eau par des puits distribués par zones de façon arbitraire, il se produit des abaissments de niveaux statiques, qui sont fonction du temps et de la position; et leur calcul résulte en général très compliqué.

Le présent article propose un procédé simple et rapide pour faire ces calculs. L'auteur présente un "diagramme d'influence" original, qui permet dans le cadre hypothèses posées d'estimer l'effet des pompages régionaux rapidement, sans besoin de modèles analogiques ou de calculatrices digitales.

Le traitement des cas particuliers peut se simplifier encore plus, si on utilise en même temps le diagramme d'influence proposé et la théorie des abaissments moyens régionaux publiée précédemment.

Ce procédé convenablement combiné avec la méthode des images ou n'importe quel autre avec le même but, permet de traiter les cas où la nappe aquifère n'est pas d'extension infinie.

Pour des temps suffisamment longs, le volume en provenance de chacune des nappes peut être considéré comme une fonction linéaire du temps, et se calculer avec une approximation suffisante, en répartissant le volume total d'eau extrait du système en forme proportionnelle aux coefficients de réserve des nappes aquifères.

Une conséquence immédiate est que pour les temps longs, les relations entre les volumes totaux d'eau apportés par les nappes sont pratiquement constantes.

Summary **A CONTRIBUTION TO THE STUDY OF WATER BEARINGS** The effects of regional pumping tabulated

When water is extracted from a confined water bearing by means of wells distributed in an arbitrary manner, there occurs, as a function of time and position, variations of static levels, the calculation of which is usually extremely laborious.

The purpose of this article is to propose a simple and quick way of making these calculations.

A table of effects, originated by the author, is presented which permits, within the frame of the hypothesis, the estimation of the effects of regional pumping without having to resort to analogous models or the use of digital computers.

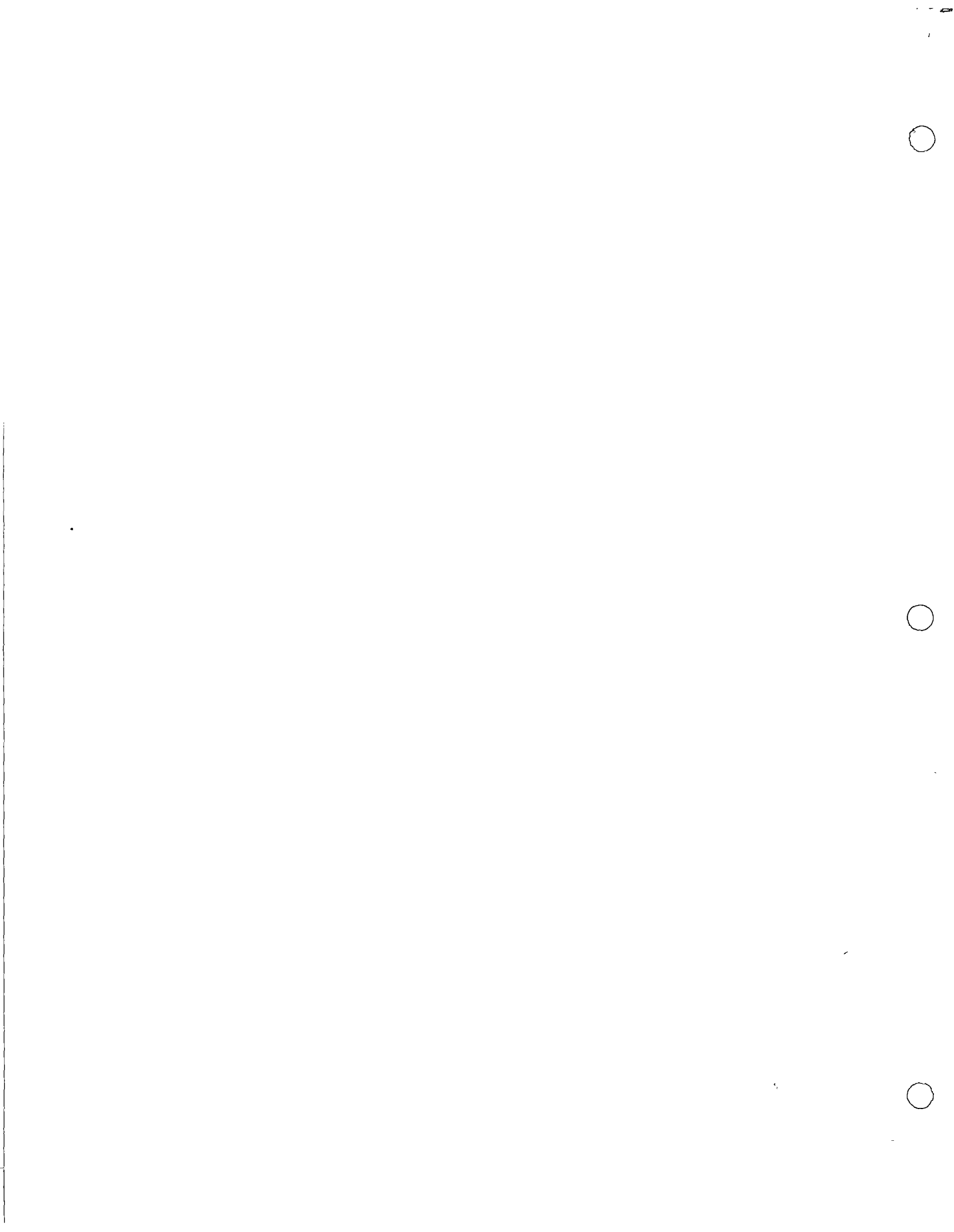
The treatment of special cases can be greatly simplified by using the system hereby developed together with the

theory of average regional variation already published.

The aforementioned procedure can be conveniently combined with other systems to permit the treatment of all cases where the water bearing is not infinite.

Over a sufficiently long period of time the total volume coming from each water bearing can be considered as a linear function of time, and can be calculated, with sufficient approximation, by dividing the total volume extracted from the system in a form proportional to the coefficients of storage of the water sources.

An immediate consequence is that over a long period of time the relationship existing between the total volumes of water carried by the various water bearings is practically constant.



INGENIERIA
HIDRAULICA
en México

PRUEBAS DE BOMBEO EN POZOS CON FLUJO
TRANSITORIO Y SUS APLICACIONES

Por
GERMAN EFRAIN FIGUEROA VEGA
Ing. CIVIL

1969

Pruebas de bombeo en pozos con flujo transitorio y sus aplicaciones

Por Germán Efraín FIGUEROA VEGA

Ingeniero Civil

Nota preliminar por el Ing. IGNACIO SAINZ ORTIZ

Los estudios de hidrología subterránea tienen como meta la determinación de la cuantía y distribución del agua subterránea en una región, para proyectar su correcto aprovechamiento. Tales estudios requieren el conocimiento de una serie de datos básicos, entre los que se cuentan los parámetros hidrodinámicos de los acuíferos, indispensables para explicar el comportamiento observado y predecir el probable comportamiento futuro del o los acuíferos sujeto(s) a diversas alternativas de explotación. Esos parámetros hidrodinámicos se determinan mediante pruebas de bombeo en régimen transitorio, en pozos convenientemente distribuidos.

Dada la trascendencia del tema, la Secretaría de Recursos Hidráulicos ha juzgado pertinente publicar el presente trabajo, realizado por el C. Ing. Germán E. Figueroa V., Jefe de la Oficina de Estudios Especiales de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, como tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería.

I. PRUEBAS DE BOMBEO. SU EJECUCION Y POSIBLES APLICACIONES

1.1. Nota histórica

La construcción y operación de pozos de bombeo para abastecimiento de agua potable, se pierde en el pasado sin poderse afirmar con certeza la fecha en que ocurrió por vez primera; las referencias históricas más antiguas respecto a construcción de pozos se encuentra en las narraciones bíblicas del Génesis.¹ Desde entonces hasta principios del siglo pasado tuvo lugar un notable desarrollo en las técnicas de perforación, a diferencia de lo ocurrido al aspecto teórico del problema.

La base para las modernas teorías de flujo de agua en suelos, tal como se les conoce actualmente, fue establecida el siglo pasado por Henry Darcy,² quien descubrió la ley que actualmente lleva su nombre y que sirve de base para todos los desarrollos matemáticos que le han seguido hasta llegar a nuestros días.

El primer científico que comprendió el alcance del descubrimiento de Darcy, aplicándolo a teorías de flujo de agua hacia pozos de bombeo en régimen establecido, fue Jules Dupuit.³ Poste-

riormente, Thiem, modificando ligeramente las expresiones de Dupuit para darles más generalidad, estableció criterios para desarrollos teóricos de flujo hacia pozos,⁴ sobre todo en el caso de pozos ubicados en acuíferos libres. En 1887, Philipp Forchheimer introdujo los conceptos de superficies equipotenciales y de flujo que dieron lugar a métodos gráficos aplicables principalmente a problemas de flujo establecido bidimensional.⁵ Las ideas de Dupuit, Thiem y Forchheimer se mencionan frecuentemente como las hipótesis de Dupuit, Dupuit-Thiem o de Dupuit-Forchheimer.

Desde la aparición de la ley de Darcy, en 1856, hasta 1935, el desarrollo de teorías de flujo de agua en suelos, prácticamente ocurrió dentro del campo de flujo establecido. Pueden citarse dos excepciones: En 1886, K. E. Lembke estudio algunos casos de régimen transitorio mediante la adopción de sucesivos estados de flujo establecido.⁶ (a la vez, hay autores que siguen empleando con éxito el mismo principio). En 1928, H. Weber analizó el flujo transitorio hacia un pozo suponiendo una disminución exponencial del flujo al crecer el radio.⁷

En 1935, Charles V. Theis publicó un artículo en el que resolvió el problema de un pozo totalmente penetrante en un acuífero confinado de extensión infinita.⁸ Para ello se valió de una analogía con un problema similar de la teoría del calor. En 1940, Jacob obtuvo la misma expresión de Theis, planteando el problema desde un punto de vista hidrodinámico.⁹

Los trabajos de Theis y Jacob dieron lugar a una proliferación insospechada de teorías de flujo transitorio en los últimos 30 años. El mismo Dr. Theis recientemente¹⁰ expresó que en el momento de publicar su artículo, él no sabía que iba a abrir una caja de Pandora de nuevas ecuaciones en número tal que llegara a ser necesario convocar a un simposium para poder poner un poco de orden en las mismas.

A continuación se hará una breve reseña de los principales trabajos teóricos que siguieron a los de Theis y Jacob.

Entre los años de 1940 y 1950 se aplicó la expresión de Theis a situaciones diversas, mediante el empleo, en algunos casos, del artificio del método de las imágenes introducido por Forchheimer.⁹ En la misma década, Jacob introdujo la teoría de flujo transitorio hacia pozos en acuíferos semiconfinados¹¹ (en realidad, el concepto de semiconfinamiento se remonta por lo menos a De Glee, quien lo propuso en 1930 en relación con estudios sobre tierras bajas ganadas al mar¹² y proporcionó, en colaboración con Cooper, un procedimiento que permite linearizar el comportamiento inducido en un punto por la operación de un conjunto arbitrario de pozos.¹³

Entre 1950 y 1960 se publicaron numerosos artículos sobre acuíferos semiconfinados,^{14, 15, 16, 17} sobre pozos con penetración parcial;¹⁸ sobre la aplicación de métodos numéricos a la determinación de propiedades y a la predicción del comportamiento de acuíferos;^{19, 20} sobre flujo transitorio hacia pozos no confinados²¹ y teorías diversas de drenaje de campos agrícolas,^{10, 22} etc.

De 1960 a la fecha, Hantush ha publicado varios artículos proponiendo modificaciones a la teoría de acuíferos semiconfinados;^{23, 24} sobre pozos en acuíferos inclinados²⁵ y en acuíferos de espesor variable²⁶ y sobre acuíferos anisótropos,²⁷ y De Wiest ha publicado también algunos artículos sobre acuíferos semiconfinados;^{28, 29} pero lo más notable ha sido la explosión literaria que ha tenido lugar en estos años, en los que se han producido probablemente más artículos sobre aguas subterráneas que los que se produjeron en los sesenta años anteriores.

Por limitación de espacio, se mencionará aquí solamente que en los artículos de los últimos siete años se aprecian tendencias hacia

- a) la revisión de los conceptos fundamentales^{30, 31, 32, 33, 34}
- b) el análisis de los problemas costeros de intrusión salina^{35, 36}

- c) el estudio de acuíferos múltiples^{37, 38}
- d) el empleo de computadoras, tanto analógicas como digitales.^{39, 40, 41, 42, 43, 44}

A últimas fechas y debido a la reciente aparición de métodos de computación analógicos y digitales que han simplificado notablemente el estudio de problemas regionales, la atención de muchos autores se ha enfocado hacia la medición directa de las propiedades de los acuíferos y de sus dimensiones y condiciones de frontera particulares.

En 1963, en la Universidad del Estado de Colorado, U.S.A., se reunieron en un simposium sobre flujo transitorio la mayoría de los científicos de dicho país que han trabajado o trabajan actualmente sobre el tema.¹⁰ Dicho simposium se originó por la necesidad creciente de coordinación entre investigadores, al ser ya evidente la duplicación de trabajos. Las discusiones del simposium constituyen en sí un panorama muy amplio sobre el estado actual de las teorías de flujo transitorio, ya que en los últimos tres años no han ocurrido cambios notables que lo modifiquen esencialmente.

Y hasta aquí la nota histórica, que, por limitaciones de espacio, ha resultado breve, y por encontrarse el tema en pleno desarrollo, inconclusa.

1.2. La ejecución de pruebas de bombeo. Especificaciones tentativas

1.2.1. Descripción de la prueba

El desarrollo de teorías de flujo de agua hacia pozos trajo consigo, como consecuencia directa, el de las técnicas para la ejecución de pruebas de bombeo, ya que la aplicación de cualquier teoría exige el conocimiento de los parámetros que entran en la misma. Dichos parámetros han sido determinados empíricamente mediante pruebas minuciosas, cuyos resultados se han ajustado del mejor modo posible a la teoría que se ha supuesto aplicable. El objeto ha sido —y seguirá siendo— el de poder hacer predicciones sobre el comportamiento del acuífero y eventualmente el de los estratos adyacentes, ante extracciones arbitrarias, reales o hipotéticas, por medio de pozos.

De acuerdo con lo anterior, una prueba de bombeo tiene por objeto la determinación de los parámetros que definen el comportamiento de un acuífero ante la acción de un pozo y dentro del marco de una teoría determinada. En lo que sigue se describirá la ejecución de tales pruebas.

En la práctica, antes de ejecutarse una prueba de bombeo se tiene tan sólo una idea (derivada del examen de los cortes geológicos y detalles de instalación de los pozos) sobre las teorías que pueden resultar aplicables al caso en cuestión. La última palabra puede decirse solamente después de examinar los resultados de la prueba. Por esta razón, el procedimiento que se siga durante la ejecución de una prueba debe ser, en lo posible, suficientemente general para permitir la determinación de los parámetros de un buen número de casos.



Prueba de la sonda eléctrica

El tipo de prueba que se adapta mejor a la anterior finalidad es el de prueba de bombeo a caudal constante. Para ello, es necesario contar con un pozo de bombeo y uno o más pozos de observación y que se tenga conocimiento de cortes geológicos, características de perforación y detalles de instalación de ademes (zonas ranuradas y zonas ciegas). Los brocales de los pozos deben estar nivelados de manera que los niveles piezométricos en los mismos puedan referirse a un mismo plano.

Respecto a la distancia que deben guardar los pozos de observación del pozo de bombeo, conviene indicar que a mayor distancia es necesaria una mayor duración de la prueba. Por otra parte, si la distancia es muy pequeña pueden observarse anomalías de carácter local que distorsionan los resultados, haciendo difícil su interpretación.

Teniendo en cuenta lo anterior y como un compromiso entre los dos extremos, se recomienda en el presente trabajo, con carácter tentativo, que los pozos de observación se ubiquen a distancias iguales a múltiplos enteros de la mitad de la profundidad del pozo de bombeo. Es conveniente, además, que los pozos de observación, en caso de existir varios, se ubiquen a distancias diferentes y en direcciones distintas.

No se efectuarán pruebas de bombeo si el pozo de bombeo no ha sido previamente limpiado y desarrollado hasta que el agua que se extrae del mismo salga perfectamente limpia, sin presentar turbiedad al efectuar cambios bruscos de caudal. Además, el desarrollo del pozo debe efectuarse a un caudal igual o mayor que el que se empleará durante la prueba de bombeo.

Los pozos de observación deben recibir también una limpieza e merada, ya que de no ser así no reflejarán fielmente las variaciones piezométricas que ocurran en el acuífero que los rodea.

La prueba de bombeo consiste esencialmente en la ejecución de un bombeo a gasto constante a partir de un tiempo dado, con observación simultánea de las variaciones de nivel, tanto en el pozo

de bombeo como en los de observación. El gasto se selecciona de manera que los abatimientos en el pozo de bombeo no sean mayores que la cuarta parte de la columna inicial de agua en el pozo de bombeo, medida desde el fondo. Para lograr lo anterior, hay que auxiliarse con los datos del desarrollo.

Para efectuar las mediciones en el pozo de bombeo es recomendable instalar, entre la columna de succión del equipo de bombeo y el ademe del pozo, un tubo de pequeño diámetro, de material plástico semirrígido, que permita introducir la sonda eléctrica sin riesgo de que ésta quede atrapada entre el equipo de succión y el ademe del pozo. Eventualmente puede utilizarse el mismo tubo para hacer las mediciones con un manómetro neumático, previa aplicación de aire comprimido.

En el caso de los pozos de observación las mediciones pueden efectuarse con sonda eléctrica o con dispositivos automáticos de medición (limnigrafos). Siempre que sea posible, se recomienda el uso de limnigrafos, ya que éstos eliminan el factor personal, que es causa de la mayor parte de errores de medición en pruebas de este tipo.



Sondeo del pozo de bombeo



Sondeo de un pozo de observación

1.2.2. Observaciones especiales

Antes de proceder a la ejecución de una prueba de bombeo deberá hacerse un croquis de la zona comprendida en un radio de un kilómetro alrededor del pozo de bombeo, en el cual se anoten los siguientes datos:

a) Ubicación aproximada de ríos, arroyos, manantiales, lagunas y zonas pantanosas.

b) Ubicación de pozos o norias existentes en el área. Se formará un catálogo con los datos generales de los pozos indicados anteriormente, incluyendo diámetro y profundidad de los mismos, profundidad del nivel estático y dinámico del agua, caudal y régimen de bombeo (esto último deberá seguirse observando durante todo el tiempo que dura la prueba).

Durante un plazo del orden de la duración prevista para la prueba y antes de la ejecución de la misma, se harán observaciones de los niveles estáticos o piezométricos en los pozos de bombeo y observación, con objeto de poder determinar si hay alguna tendencia en los niveles regionales que deba ser tomada en cuenta en la interpretación. Dichas observaciones pueden efectuarse una o dos veces diarias en caso de emplear sondas, o continuamente en caso de emplear limnigrafos, y de ser posible, deberán complementarse con lecturas barométricas y de temperatura a la sombra.

Se estudiará la forma de desaguar fácilmente el caudal por bombear hasta una distancia mayor de 100 m. del pozo de bombeo y no cerca de

alguno de los pozos de observación. En caso de peligro de floculación, debe procederse a retirar el agua lo más posible.

1.2.3. Ejecución de la prueba

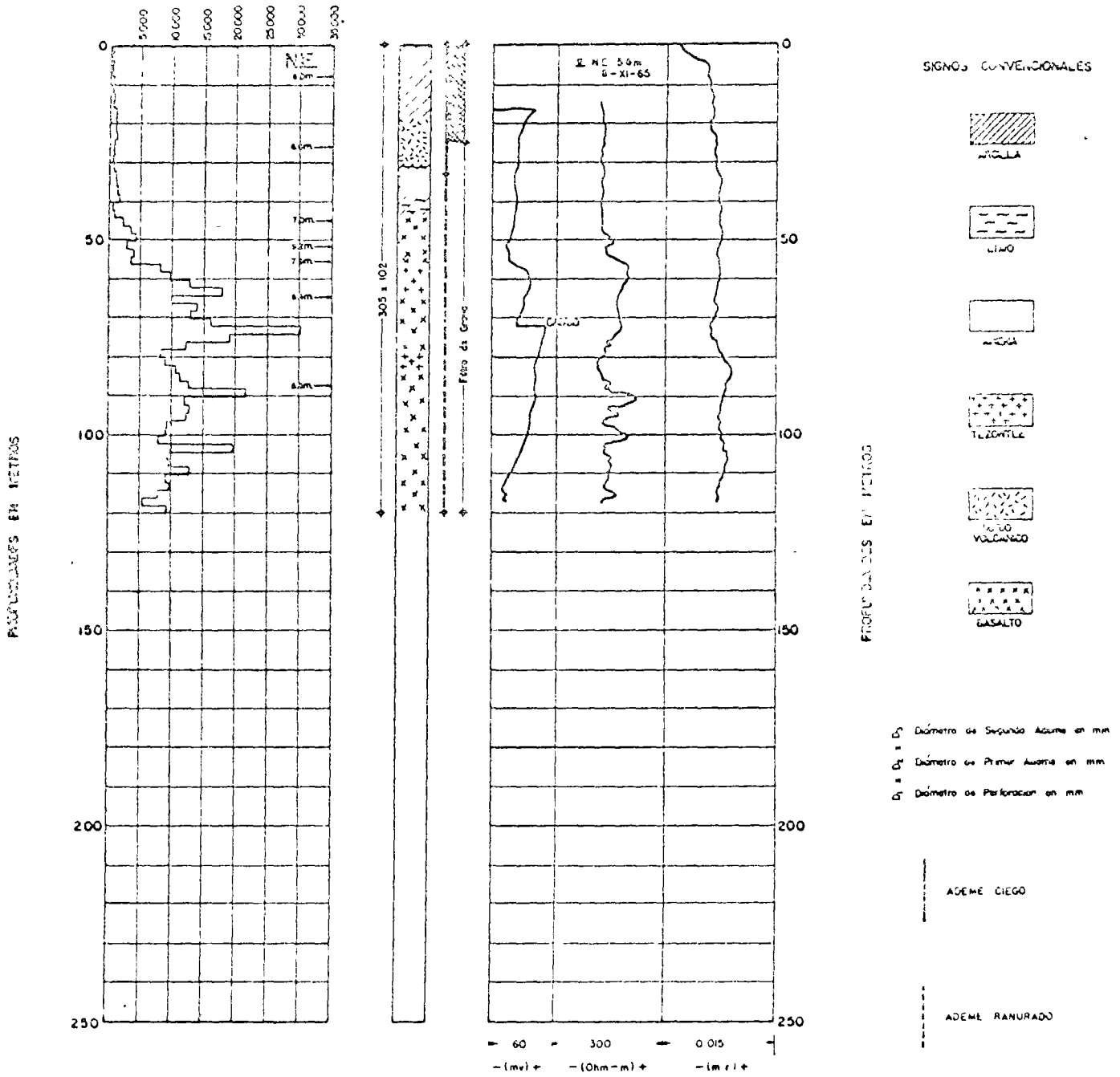
Una vez ejecutados los preparativos y observaciones previas descritos en los incisos anteriores, se procede a la ejecución propiamente dicha de la prueba de bombeo. Para ello se selecciona la duración de la misma, duración que de ser posible debe ser de 3 o más días. En el presente trabajo se recomienda, para las distancias propias entre pozos de observación y pozo de bombeo, la duración de 192 horas, de las cuales 96 horas serán de bombeo y 96 de recuperación. La prueba de bombeo no será efectuada inmediatamente después de algún otro bombeo. En caso de haber ocurrido lo anterior, deberá dejarse descansar el pozo de bombeo y los de observación por un tiempo no menor de 48 horas.

El bombeo se efectuará a partir de un tiempo dado a caudal constante, debiendo tomarse las medidas necesarias para la determinación de dicho caudal. El equipo que se utilice para la prueba debe ser tal que permita ajustar en cualquier momento el caudal de extracción al previamente especificado. Debido a que el nivel dentro del pozo de bombeo desciende durante la prueba, el caudal de extracción también disminuye, por lo que hay que estar haciendo ajustes periódicamente, de tal manera que la hipótesis de caudal constante resulte suficientemente aproximada. Si se dispone de limnigrafos en los pozos de observación, éstos deberán ponerse a funcionar desde antes de iniciar la prueba, según se indicó en el inciso anterior. Cuando no se disponga de limnigrafos, una vez efectuadas las mediciones recomendadas en el inciso anterior, debe hacerse una lectura inicial inmediatamente antes de iniciar el bombeo, y una vez iniciado éste, deberán hacerse lecturas en todos los pozos de observación, así como en el de bombeo, desde los primeros segundos, y de tal manera que los intervalos entre lectura y lectura



Sondeo de una estación piezométrica

POZO DE OBSERVACION



AVANCES DE PERFORACION EN METROS POR METRO

CORTE GEOLOGICO Y CROQUIS DE INSTALACION

POTENCIAL RESISTIVIDAD RADIOACTIVIDAD

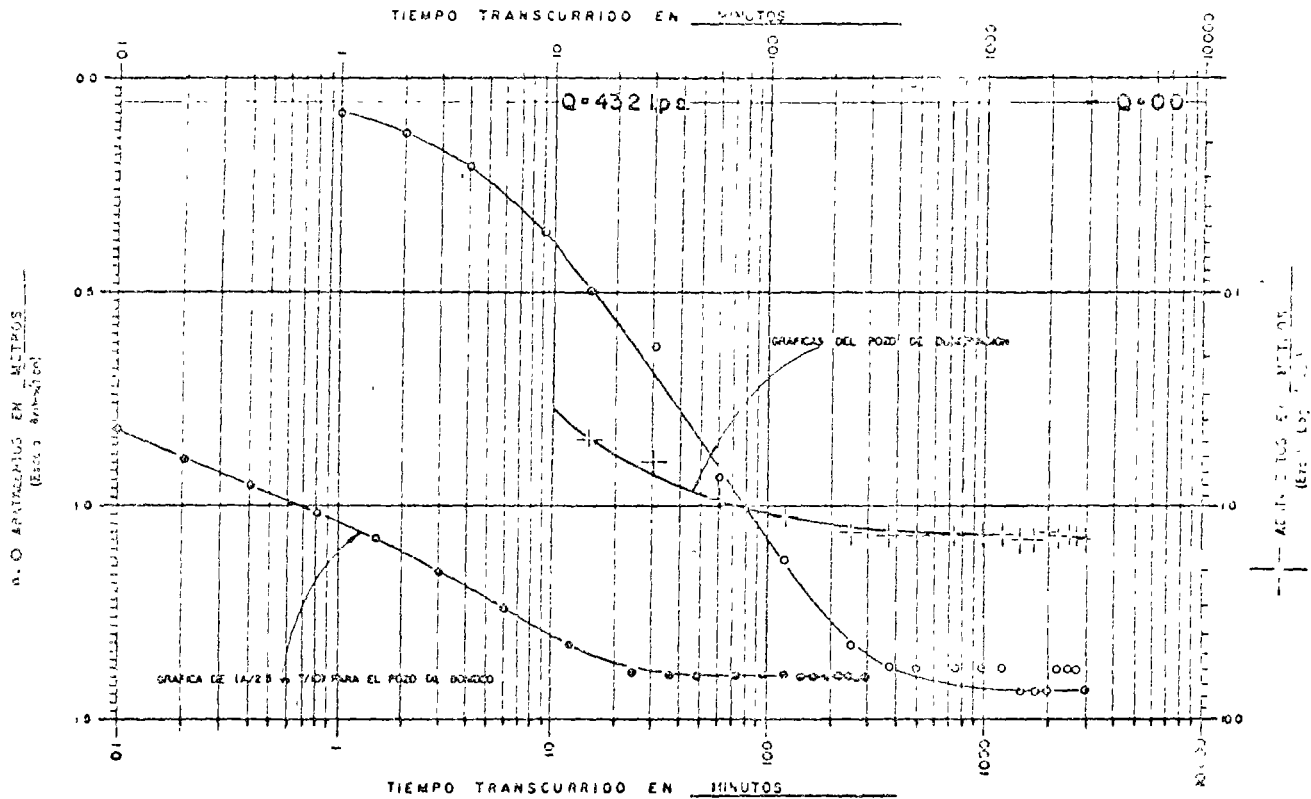
DATOS DEL POZO DE BOMBEO

| | |
|---------------------------|------------------|
| PROFUNDIDAD TOTAL | 150.00 m |
| PROFUNDIDAD N.E. | 8.01 m |
| DIAMETRO DE PERFORACION | 406 mm |
| DIAMETRO DE ADEME | 254 mm |
| LONGITUD TUBERIA CIEGA | 0 a 33.00 m |
| LONGITUD TUBERIA RANURADA | 33.00 a 150.00 m |

- ⊘ Diámetro de Segundo Acme en mm
- ⊘ Diámetro de Primer Acme en mm
- ⊘ Diámetro de Perforación en mm

- ADEME CIEGO
- - - ADEME RANURADO
- ⋯ SELLO DE ARCILLA
- ⋯ SELLO DE CEMENTO

PRUEBA DE BOMBEO

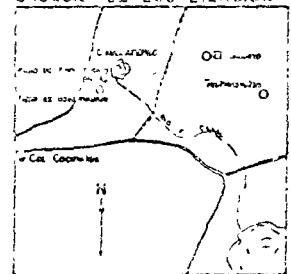


RESPUESTA OBSERVADA DURANTE AFORO O PRUEBA DE BOMBEO

ACLARACIONES

El bombeo se efectuó en el pozo 276 a una altura de 10 m del pozo...
 El bombeo se inició el 4 de marzo de 1964 a las 11:00 hrs. y terminó el 4 de marzo de 1964 a las 11:00 hrs. habiendo sido la duración del bombeo de 240 min.

CRONOGRAMA DE LOCALIZACIÓN



MEDICIONES EFECTUADAS DURANTE LA PRUEBA

| POZO DE OBSERVACION | | | | POZO DE EXPLOTACION | | | |
|---------------------|-------------------------|----------------|--------------------------|---------------------|-------------------------|----------------|--------------------------|
| ABATIMIENTO | | RECUPERACION | | ABATIMIENTO | | RECUPERACION | |
| TIEMPO MINUTOS | ABATIMIENTO CENTIMETROS | TIEMPO MINUTOS | RECUPERACION CENTIMETROS | TIEMPO MINUTOS | ABATIMIENTO CENTIMETROS | TIEMPO MINUTOS | RECUPERACION CENTIMETROS |
| 0:25 | 2.2 | 240:00 | 8.5 | 1 | 204.0 | 260:25 | |
| 0:50 | 5.1 | 240:10 | | 2 | 212.0 | 259:5 | 193 |
| 1:00 | 6.3 | 240:20 | | 4 | 236.0 | 259:10 | 205 |
| 2:00 | 11.5 | 240:30 | | 9 | 257.5 | 258:20 | 214 |
| 4:00 | 20.9 | 240:40 | 18.0 | 15 | 266.5 | 257:30 | 215 |
| 6:00 | 30.4 | 240:50 | 31.4 | 30 | 290.0 | 256:40 | 2.2 |
| 15:00 | 50.2 | 241:00 | 49.0 | 60 | 308.5 | 255:50 | 261 |
| 35:00 | 61.0 | 241:10 | 86.4 | 120 | 329.0 | 255:00 | 271 |
| 60:00 | 93.6 | 241:20 | 96.2 | 240 | 346.0 | 254:10 | 297 |
| 120:00 | 112.4 | 300:00 | 101.7 | 360 | 347.5 | 304:00 | 311 |
| 240:00 | 132.7 | 3120:00 | 114.5 | 480 | 347.5 | 3120:00 | 310 |
| 360:00 | 137.3 | 3240:00 | 119.8 | 720 | 347.0 | 3240:00 | 319 |
| 480:00 | 137.8 | | | 960 | 347.0 | | |
| 720:00 | 137.8 | | | 1200 | 347.0 | | |
| 960:00 | 137.8 | | | 1440 | 347.5 | | |
| 1200:00 | 137.8 | | | 1680 | 347.5 | | |
| 1440:00 | 142.0 | | | 1920 | 347.5 | | |
| 1680:00 | 142.4 | | | 2160 | 347.0 | | |
| 1920:00 | 132.0 | | | 2400 | 347.0 | | |
| 2160:00 | 137.8 | | | 2640 | 347.5 | | |
| 2400:00 | 137.8 | | | 2880 | 347.5 | | |
| 2640:00 | 137.8 | | | 3120 | 347.5 | | |
| 2880:00 | 137.8 | | | 3360 | 347.5 | | |
| 3120:00 | 142.8 | | | 3600 | 340.0 | | |

Figura 1

sigan una progresión geométrica. Se sugiere como conveniente el siguiente ritmo: a los 15 y 30 segundos, 1, 2, 4, 8, 15, 30 y 60 minutos de iniciado el bombeo, continuando con una razón en la progresión geométrica igual a dos, hasta las 96 horas de bombeo. Todos los períodos de tiempo mencionados son medidos a partir de la iniciación del bombeo. Al llegar a las 96 horas se suspende el bombeo, iniciando a partir de ese momento, para el período de recuperación, un nuevo ritmo de lecturas similar al adoptado durante el bombeo. Siempre que sea posible se efectuarán simultáneamente lecturas barométricas y de temperatura a la sombra.

Cuando se procede a efectuar las mediciones con sonda eléctrica hay que tomar algunas precauciones especiales; la sonda eléctrica consiste esencialmente en un cable que mide la profundidad del nivel de agua dentro del pozo al cerrarse un circuito eléctrico a través del agua del mismo. Tal tipo de sondas generalmente sufren alargamientos durante el uso, razón por la que hay que revisar con frecuencia si las marcas indican la longitud correcta o hay necesidad de removerlas y cambiarlas de lugar. Siempre que se efectúe una prueba de bombeo haciendo las mediciones con sonda eléctrica, debe procurarse asignar una sonda a cada pozo, ya que, por mucho cuidado que se tenga, diferentes sondas pueden acusar diferencias capaces de distorsionar los resultados de la prueba. Finalmente, debe cuidarse que todos los que utilicen una misma sonda lo hagan efectuando la medición en la misma lectura del amperímetro, ya que de otra manera puede introducirse, de un operador a otro, un error de varios centímetros. Por todas estas razones, se ha recomendado el empleo de limnigrafos.

1.2.4. Archivo y presentación de datos

Toda la información reunida durante una prueba de bombeo debe ordenarse cuidadosamente, formando con ella un expediente. En él deben incluirse amplias explicaciones sobre todos y cada uno de los aspectos de la prueba, de manera que cualquier persona que posteriormente tenga necesidad de consultar tales datos, pueda hacerlo sin peligro de confusión o error. Se formarán tablas de abatimiento contra tiempo transcurrido desde la iniciación del bombeo, así como de recuperaciones contra tiempo transcurrido desde la suspensión del mismo. Se dibujarán los abatimientos y las recuperaciones contra el tiempo, en papel semilogarítmico y logarítmico, debiendo aparecer el tiempo, en todos los casos, en escala logarítmica.

Para presentación gráfica de abatimiento y recuperaciones en prueba de bombeo, así como de cortes geológicos, detalles de instalación, registros de perforación y otros datos, se recomienda usar una forma como la de la figura 1, empleada por la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México (SRH), u otra similar.

1.3. Posibles aplicaciones

Las pruebas de bombeo, y lógicamente las teorías que las originan, tienen posibilidad de aplicación dentro de la Mecánica de Suelos y de la Geohidrología.

En Mecánica de Suelos hay dos aplicaciones importantes, a saber:

a) Diseño del bombeo necesario para el control del agua del subsuelo, durante el proceso constructivo en presas, edificios, puentes, etc.

b) Predicción de asentamientos ocasionados por bombeo.

En Geohidrología, la aplicabilidad es más directa, ya que teorías y pruebas se originaron en su



Medición del gasto con orificio colorado

seno. En general, puede decirse que la condición necesaria para el análisis correcto de cualquier problema regional o local, es el correcto conocimiento de las propiedades hidroclimáticas de los acuíferos en estudio. Sin dicho conocimiento solo puede aspirarse a estudios menos precisos, en perjuicio de los resultados.^{10, 11}

En los apartados 3 y 4 se exponerán en detalle las aplicaciones aquí esbozadas.

2. TEORIAS DE FLUJO TRANSITORIO HACIA POZOS. ESTADO ACTUAL

2.1. Formulación del problema

El flujo de agua hacia pozos de bombeo en régimen transitorio, como muchos otros problemas de la Mecánica de medios continuos, puede ser planteado matemáticamente como un problema de ecuaciones diferenciales o integrodiferenciales con condiciones iniciales y de frontera.

La formulación matemática se apoya en el principio de conservación de la materia en la ley de Darcy (que sustituye a las ecuaciones newtonianas de movimiento y a la expresión de comportamiento reológico del fluido, sustituyendo con ello a las ecuaciones de Navier-Stokes de la Hidrodinámica clásica), en las leyes de variación volumétrica de agua y suelo y, finalmente, en simplificaciones arbitrarias de la ecuación o ecuaciones resultantes y/c de las condiciones de frontera.

La ley de Darcy, obtenida empíricamente, establece que en un medio poroso, la velocidad del agua en flujo laminar es:

$$v = -k \frac{\partial h}{\partial s} \quad (1)$$

donde "v" es la velocidad aparente del agua, referida a la sección total normal al flujo; "k", la permeabilidad del medio poroso al fluido en cuestión; "h", la carga hidráulica total del fluido (carga de presión + carga de posición + carga de velocidad, generalmente, esta última se desprecia), dada por la longitud de la columna equivalente de agua, y "s", la distancia recorrida por el fluido, medida sobre la trayectoria macroscópica del flujo. El signo "menos" indica que el flujo ocurre en el sentido decreciente de la carga hidráulica. Cuando el medio es anisótropo, la permeabilidad es función de la dirección. Cuando el medio no es homogéneo, la permeabilidad es función de punto.

En acuíferos confinados de espesor constante "b", al producto

$$T = kb \quad (2)$$

se le llama coeficiente de transmisibilidad.

En el planteamiento de problemas de flujo de agua hacia pozos, generalmente se admite que las partículas de suelo son incompresibles, que la estructura de suelo sigue una ley lineal de deformación, dada por

$$\frac{dn}{dp} = -m_v \quad (3)$$

siendo "n" la porosidad, "p" la presión efectiva y "m_v" el coeficiente de variación volumétrica de la teoría de la consolidación unidimensional. Esto implica que se desprecian las deformaciones horizontales del acuífero.

Para las variaciones volumétricas del agua, se acepta la ley

$$\frac{dV}{V} = -\beta du \quad (4)$$

en donde "V" es el volumen, "β" la compresibilidad del agua y "du" el incremento habido en la presión del agua. De la expresión (4) se deduce fácilmente que el volumen cambia según un factor

$$(1 - \beta du) \quad (5)$$

Viendo el esquema volumétrico de la figura 2, del tipo de los empleados en Mecánica de Suelos, es fácil ver que el agua liberada (du < 0) o absorbida (du > 0) es:

$$(1 - n\beta du) - (1 - m_v dp) = -n\beta \left(1 - \frac{m_v}{n\beta}\right) du \quad (6)$$

DIAGRAMAS VOLUMETRICOS

(a)
SIN BOMBEO

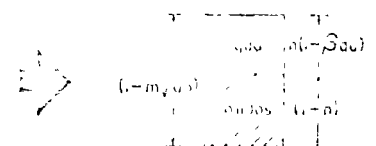
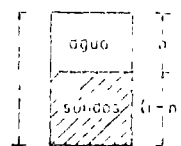
(b)
CON BOMBEO

Volumen de estructura del suelo + agua

Volumenes netos

Volumen de estructura del suelo + agua

Volumenes netos



Sumas (1 - m_v dp)

(1 - nβ du)

Figura 2

como se deduce del esquema (b), que se obtuvo del (a) al introducir los incrementos "du" y "dp". El razonamiento anterior es válido siempre que la presión total no cambie y, por ello, que, de acuerdo con Terzaghi,

$$du = -dp \quad (7)$$

Si en lugar del volumen de agua, liberado o absorbido, se busca el peso de agua liberado o absorbido por unidad de disminución en "u", solamente hay que dividir por (-du) y multiplicar por el peso específico del agua, "γ", obteniendo

$$S_s = \gamma n \beta \left(1 + \frac{mv}{n\beta}\right) \quad (8)$$

donde "S_s" es el almacenaje específico.

Cuando un acuífero sufre la misma variación en todo su espesor "b", se ahorra tiempo en la formulación de problemas escogiendo elementos diferenciales de altura "b" y empleando el coeficiente de almacenaje

$$S = b \gamma n \beta \left(1 + \frac{mv}{n\beta}\right) \quad (9)$$

Siendo la expresión (6) adimensional, es fácil demostrar que la (9) también lo es.

Como se verá más adelante, en los problemas de pozos aparece frecuentemente la razón "S/T". Las expresiones (9) y (2) permiten demostrar que si "β" es despreciable,

$$\frac{S}{T} = \frac{1}{k} = \frac{1}{c_v \gamma m_v} \quad (10)$$

siendo "c_v" el coeficiente de Consolidación de la Mecánica de Suelos (Consolidación unidimensional).

Una vez establecida la conexión (10) entre la Geomorfología y la Mecánica de Suelos es fácil comprender, con el auxilio de la expresión (15) que se verá más adelante, que Flujo transitorio hacia pozos y Consolidación de los suelos, son solamente casos distintos de un mismo problema.

Para un elemento diferencial de volumen de suelo con flujo establecido, la divergencia del vector velocidad es nula, esto es

$$\text{div } v = 0 \quad (11)$$

y dado que según la expresión (1), el vector velocidad deriva del potencial (-kh), se sigue que si "k" es constante

$$\text{div grad } (kh) = \nabla^2 h = 0 \quad (12)$$

donde ∇² es el operador laplaciano y por ello, "h" es armónica. Esta es la razón por la que en pro-

blemas de flujo establecido bidimensional son aplicables las teorías de funciones de variable compleja y la teoría del potencial.

Si el flujo es transitorio, variando "p" y "n", la divergencia de "v" ya no será nula, debiendo ser, por lo visto anteriormente, igual a

$$\nabla^2 (kh) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (13)$$

Si "v" es independiente de la elevación "z" dentro del acuífero, pueden adoptarse elementos diferenciales de altura "b", pasando a ser la expresión anterior:

$$\nabla^2 (Tn) = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad (14)$$

o sea, con "T" constante

$$\nabla^2 (h) = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (15)$$

En general, en pozos de bombeo con simetría radial es más conveniente expresar el laplaciano en coordenadas cilíndricas, aun en los casos en que "v" es función de "z". El operador laplaciano en coordenadas cilíndricas es

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad (16)$$

cancelándose el penúltimo término cuando hay independencia respecto a "θ", y el último, cuando la hay respecto a "z".

Cuando hay alimentaciones o fugas verticales desde o hacia los estratos confinantes, se introducen en la ecuación diferencial —con su expresión analítica adecuada— como fuentes o sumideros.¹⁷ En la realidad, este caso ocurre con frecuencia, y las fuentes o sumideros se emplean también como artificio de simulación de condiciones de frontera.

Si la ecuación diferencial es lineal y homogénea, puede sustituirse "h" por "a" (el abatimiento observado en los pozos). Cuando el acuífero es inclinado y/o de espesor variable hay que introducir, para la ecuación diferencial en "a", términos correctivos que toman en cuenta las variaciones en "z". Hantush ha desarrollado para estos casos una ecuación diferencial aproximada, incluyendo fugas o alimentaciones verticales y operando con valores medios en sentido vertical. Dicha expresión puede verse en la página 301 de la referencia (47).

Si el flujo es transitorio sin variación apreciable en "p" y "n", como sucede en los acuíferos no confinados con superficie libre de agua a presión atmosférica y posición variable, el planteamiento es más simple y se reduce a la ecuación (12), aunque la solución es más difícil por desconocerse la posición de la superficie libre del agua. Dicha superficie, cuando no recibe alimentaciones, debe coin-

edir con una línea de flujo y su potencia se reduce a su carga de posición. Cuando hay infiltración, el vector velocidad de la misma se compone con el del caso anterior, quedando el vector resultante orientado hacia el interior de la región de flujo. Estos casos pueden tratarse también en forma aproximada con la expresión de Muskhelishvili ya mencionada, o, con las hipótesis de Dupuit que se verán más adelante, siempre que el flujo pueda considerarse como sensiblemente horizontal. Si el acuífero tiene fondo horizontal y el abatimiento en el pozo de bombeo es pequeño, generalmente puede recurrirse, con buena aproximación, a las teorías de acuíferos confinados. De aquí la importancia de no provocar, en pruebas de bombeo efectuadas en acuíferos libres, abatimientos mayores que el 25 por ciento de la columna original de agua en el pozo de bombeo.

Las hipótesis de Dupuit mencionadas con anterioridad son las siguientes:

- a) El flujo es sensiblemente horizontal y depende, en cada vertical, solamente del gradiente en la superficie libre.
- b) El gradiente en la superficie libre (igual a seno, siendo "φ" el ángulo de inclinación respecto a la horizontal) puede sustituirse sin gran error por tanφ.

Las hipótesis de Dupuit conducen a un planteamiento distinto al expuesto hasta aquí. En efecto, con dichas hipótesis hay que considerar la divergencia de "b \bar{v} " ("v" es la velocidad media en el espesor "b"), lo que conduce, por la ley de Darcy, a tener ∇^2 (kh²), y con ello a una ecuación diferencial no lineal.

Cuando en los problemas de pozos en acuíferos libres se procede a estimar el flujo a un radio "r" por el volumen drenado en la unidad de tiempo en la porción exterior del cono de abatimiento, se llega a una ecuación integrodiferencial.

Debe tenerse en cuenta que el concepto de coeficiente de almacenamiento de los acuíferos confinados corresponde al de porosidad efectiva en los acuíferos libres.

Las condiciones de frontera comúnmente adoptadas son de diferentes tipos; por ejemplo, en las paredes de estratos confinantes se emplean casi siempre algunas de las siguientes:

$$\frac{\partial h}{\partial \nu} = 0 \tag{17}$$

$$q_\nu = A (h - h_0) \tag{18}$$

$$q_\nu = -k_c \frac{\partial h_c}{\partial \nu} \tag{19}$$

("ν" indica la normal hacia el acuífero).

La primera condición es de impermeabilidad, la segunda de filtración linealmente proporcional al

exceso sobre "h" dentro del "acuífero", procedente del estrato que sigue al semiconfinante, y la tercera de filtración, estimada en la potencia dentro del acuífero semiconfinante, originándose "q_c" en la consolidación del mismo.

En el infinito, la condición más común es

$$a = 0 \text{ ó } h_0^2 - h^2 = 0 \text{ para } r = \infty \text{ y todo } t \tag{20}$$

La condición inicial más frecuente es

$$a = 0 \text{ ó } h_0^2 - h^2 = 0 \text{ para } t = 0 \text{ y todo } r \tag{21}$$

En el pozo de bombeo (y en los de observación si el flujo es función de "r"), es donde hay una variedad mayor de condiciones de frontera. En general, se especifica el gasto

$$Q = Q(t) \tag{22}$$

o el abatimiento

$$s = s(r) \tag{23}$$

$$h_w^2 = h_w^2(t) \tag{24}$$

conjuntamente, por ejemplo, con

$$r_w \rightarrow 0 \tag{25}$$

$$q_\nu = cte = \frac{Q}{b} \tag{26}$$

$$-k h_w \frac{\partial h}{\partial r} = Q/2\pi r_w \tag{27}$$

y con el detalle de los k a unidades radiales y a distancias ciegas.

Conviene mencionar aquí que la misma discrepancia entre condiciones de frontera ideales y reales, ocurre precisamente en el pozo de bombeo (y los de observación, cuando el flujo depende de "r"). Las razones son evidentes: efectos de flujo artificial o desarrollo por el bombeo, pérdidas por entrada, pérdidas por campo de la corona y dentro del ademe, pérdidas por el conducto exterior y dentro del ademe, radio de pozo no distribuido, distribución de entrada del gasto no uniforme, posibles efectos de tridimensionalidad no previstas, etc. Por todas estas causas, la posibilidad de interpretar los abatimientos del pozo de bombeo son limitadas o nulas, incluso cuando se tiene la necesidad de contar con pozos de observación.

Los métodos matemáticos empleados por distintos autores para llegar a la solución de problemas de pozos han sido muy variados. A continuación simplemente se mencionan algunos de ellos:

1. Método de Picardé y otros.
2. Variación de parámetros.
3. Separación de variables
4. Transformaciones integrales (Laplace y Hankel, generalmente).
5. Método de las imágenes.
6. Series infinitas.
7. Métodos numéricos.

2.2. Forma general de las soluciones; Análisis dimensional

En problemas de flujo transitorio hacia pozos se puede indicar la posible estructura de la solución por el solo examen de las variables y constantes que intervienen, mediante la aplicación de los métodos del Análisis dimensional.¹⁸

Para ilustrar lo anterior, tómesese por ejemplo el caso de Theis: Pozo totalmente penetrante extrayendo un gasto "Q" constante de un acuífero homogéneo e isotrópico de extensión infinita, horizontal y de espesor constante: Se pretende calcular el abatimiento "a" inducido a cualquier radio "r" y en cualquier tiempo "t"; Se puede expresar que

$$\Phi(a, Q, r, t, T, S) = 0 \quad (28)$$

siendo las dimensiones básicas la longitud [L] y el tiempo [τ].

Teniendo en cuenta que "Q", "T" y "S" aparecen en la ecuación diferencial y condiciones de frontera combinadas en las formas $\frac{Q}{T}$ y $\frac{S}{T}$, se puede expresar (28) en la forma más simple:

$$\Phi'(a, \frac{Q}{T}, r, \frac{S}{T}, t) = 0 \quad (29)$$

cuya matriz de dimensiones es:

| | | | | | |
|---|--------|---------------|-----|---------------|------|
| | a, r | $\frac{Q}{T}$ | t | $\frac{S}{T}$ | |
| L | 1 | 3 | 0 | -2 | (30) |
| τ | 0 | -1 | 1 | 1 | |

El rango de la matriz es 2, y como las variables, desde un punto de vista dimensional, son sólo 4, se sigue que el número de productos adimensionales que forman un conjunto completo —para este caso; es $4 - 2 = 2$. Hay que buscar entonces dos productos adimensionales independientes.

El análisis dimensional proporciona la forma de efectuar el cálculo sistemático de los productos adimensionales.¹⁸ En el caso presente, la observación práctica de que el abatimiento inducido es sensiblemente proporcional al gasto, proporcio-

na un camino intuitivo para la determinación del primer producto adimensional, que es

$$\Pi_1 = \frac{aT}{Q} \quad (31)$$

además, como "a" es la magnitud buscada y "Q" es la variable que es posible controlar en la práctica, es conveniente que "a" y "Q" no vuelvan a aparecer en el segundo producto y así resulta evidente que el segundo producto adimensional buscado es de la forma:

$$\Pi_2 = \frac{r^2 S}{T t} \quad (32)$$

siendo la solución buscada de la forma

$$\Psi\left(\frac{aT}{Q}, \frac{r^2 S}{T t}\right) = 0 \quad (33)$$

o, si se prefiere, de la forma

$$\frac{aT}{Q} = F\left(\frac{r^2 S}{T t}\right) \quad (34)$$

en donde "F" es la función completa de pozo para el caso en cuestión.

Con fines comparativos, se da aquí la solución de Theis:

$$\frac{aT}{Q} = \frac{1}{4\pi} W(u) \quad (35)$$

donde

$$W(u) = \int_{u = \frac{r^2 S}{4 T t}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du \quad (36)$$

es la conocida función exponencial que aparece tabulada en muchos manuales de matemáticas. "W(u)" se le llama en la literatura función de pozo, razón por la que aquí se adoptó para " $\frac{1}{4\pi} W(u)$ " el nombre de función completa de pozo.

Obsérvese que

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t} = \frac{\Pi_2}{4} \quad (37)$$

quedando así justificado el razonamiento que condujo a "π₁" y "π₂".

La forma (34) obtenida es bastante general con la particularidad de que "F" depende sólo de "u" como de todas las nuevas variables adimensionales que influyen en el caso.

En acuíferos libres, cuando el planteamiento se ha efectuado con las hipótesis de Dupuit, en el

razonamiento anterior se sustituye (a) por (h²), resultando la solución en la forma

$$\frac{(h_0^2 - h^2)k}{Q} = F \left(\frac{r^2 n}{b_0 k t}, \Pi_3, \dots, \Pi_n \right) \quad (38)$$

donde "n" es la porosidad efectiva.

En los incisos que siguen, se hará una clasificación tentativa de problemas de flujo de agua hacia pozos de bombeo y se darán las soluciones de un buen número de casos de valor práctico.

2.3. Clasificación de problemas

Para la presentación de soluciones que se hará en los incisos que sigue, es conveniente hacer una clasificación de problemas. En el presente trabajo, se propone la siguiente:

| | | |
|---|---------------------------------------|--|
| Problemas de pozos de bombeo en flujo transitorio | Flujo confinado y semiconfinado | Acuíferos horizontales de espesor constante |
| | | Acuíferos inclinados y/o de espesor variable |
| | | Acuíferos con fondo horizontal |
| | Flujo no confinado (acuíferos libres) | Acuíferos con fondo inclinado |

Esta clasificación obedece a la similitud en el planteamiento matemático. Es posible ampliar aún más la subdivisión, a medida que ésta sea necesaria.

2.4. Flujo confinado y semiconfinado

2.4.1. Definiciones

No resulta fácil definir el flujo confinado o semiconfinado, y de hecho muchos autores evitan cuidadosamente hacerlo, dejándolo a la intuición del lector al presentarle figuras. Harr define el flujo confinado como aquel que tiene todas sus fronteras perfectamente definidas.¹⁹ En realidad, en problemas de flujo no confinado, el que no sea fácil calcular la posición de las fronteras a presión atmosférica no implica necesariamente que dichas fronteras no estén completamente definidas. Tal parece que la definición buscada debe depender, además del problema en sí, de la facilidad de manejarlo en términos matemáticos, resultando la definición de las fronteras algo que se logra "a priori" o "a posteriori". En el primer caso, las

fronteras son conocidas antes de resolver el problema, mientras que en el segundo los límites, o el enfoque más exacto, forman parte de la solución buscada. El primer caso es el de los problemas de flujo confinado o semiconfinado y el segundo el de flujo no-confinado. Los problemas de flujo confinado se caracterizan por fronteras de material impermeable o prácticamente impermeable. Junto a ellas el flujo es predominantemente tangencial. Los problemas de flujo semiconfinado se caracterizan por la presencia de fronteras bastante menos permeables que el acuífero y que permiten que haya alimentaciones o fugas. Dichas alimentaciones o fugas ocurren en el estrato semiconfinante, sensiblemente normales a la frontera, y en el primer caso generalmente se supone que una vez que el agua entra al acuífero cambia bruscamente su dirección para circular en dirección paralela a la frontera. Cuando se trata de alimentación, ésta se asimila generalmente a una de dos causas:

- a) filtración proveniente de otro estrato (ecuación [18]).
- b) producto de la consolidación del estrato semiconfinante (ecuación [19]).

Los problemas de flujo no-confinado se caracterizan por la presencia de fronteras en contacto con el aire, y por ello a presión atmosférica, cuya posición forma parte de la solución buscada.

2.4.2. Acuíferos horizontales de espesor constante

Primer caso. Penetración total. Confinamiento perfecto, gasto constante

La solución de este caso se debe a Theis²⁰ y ya ha sido presentada (ecuaciones [35] a [37]). En su derivación se supone que el acuífero es homogéneo e isotrópico.

Como ampliación a las ecuaciones mencionadas se da aquí el desarrollo en serie de "W(u)"

(39)

$$W(u) = 0.577216 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \dots$$

como "u" es inversamente proporcional a los tiempos suficientemente grandes pueden tomarse únicamente los dos primeros términos de la serie logándose (en sustitución de la ecuación [37]) a

$$u = \frac{2.30 Q}{4 \pi T} \log_{10} \frac{2.25 T r^2 S}{r^2 S} \quad (40)$$

Para interpretar los resultados de un pozo de bombeo dada utilizando la ecuación (38), se dibuja la función "W(u)" en papel log-log. La curva patrón resultante se superpone a la log a, log t, determinándose así cuatro valores en

cualquier par de puntos homólogos (a, t, W(u), $\frac{1}{u}$). Valores que introducidos en la ecuación (35) permiten calcular "T", y este último valor con los anteriores, introducido en la ecuación (37) permite calcular "S". Este procedimiento es bastante general y se puede emplear en la interpretación de pruebas de bombeo con otras teorías. Cuando hay mayor número de parámetros, en lugar de una curva patrón resulta toda una familia de ellas.

Segundo caso: *Penetración total. Semiconfinamiento por filtración. Gasto constante*

La solución que se presenta aquí se debe a Hantush y Jacob. Como en el caso de Theis, se supone acuífero infinito, homogéneo e isótropo. La filtración a través del estrato semiconfinante (permeabilidad k' y espesor b') es del tipo descrito por la ecuación (18). En estas condiciones se obtiene

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/B) \quad (41)$$

siendo

$$W(u, r/B) = \int_u^\infty \left(\frac{1}{y}\right) \exp\{-y - r^2/4B^2y\} dy \quad (42)$$

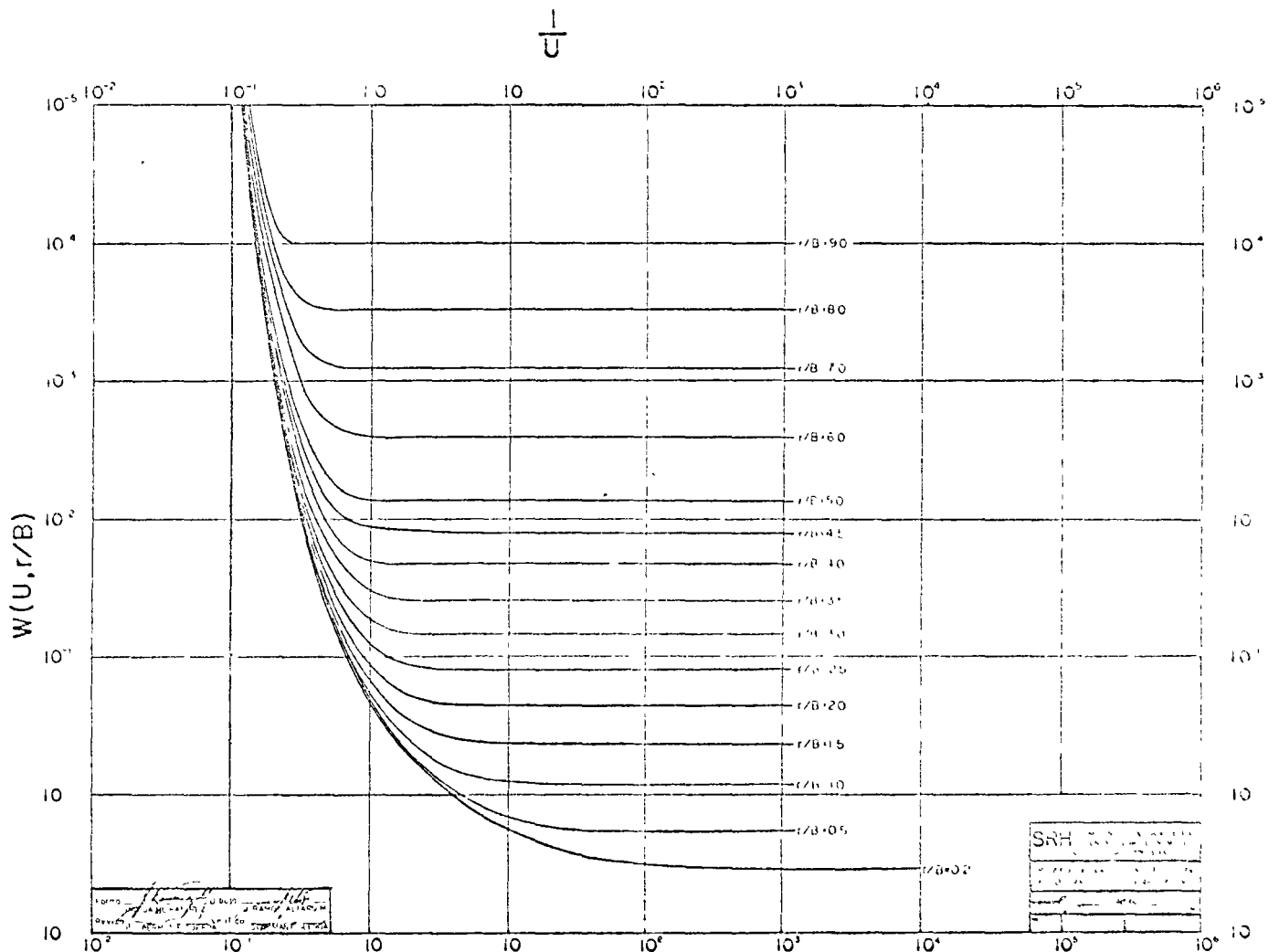
y

$$B^2 = \frac{T b'}{k'} \quad (43)$$

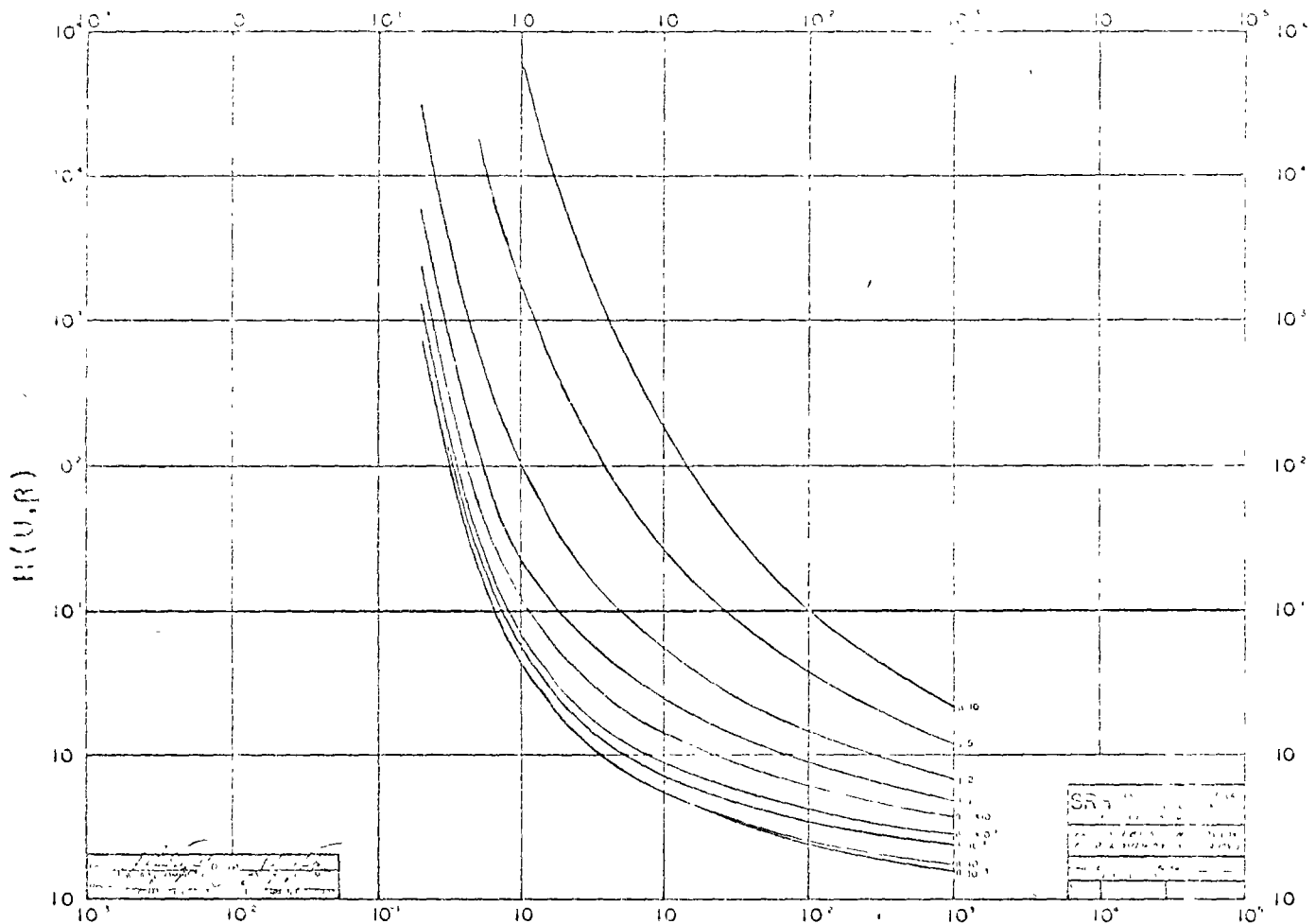
la función "W(u, r/B)" se encuentra tabulada en varias partes. Su aplicación a pruebas de bombeo puede hacerse gráficamente, como en el caso de Theis, previa elaboración de las curvas tipo.

Tercer caso: *Penetración total. Semiconfinamiento por consolidación de estratos. Gasto constante*

Para un acuífero de extensión superficial infinito, homogéneo e isótropo, Hantush ha desarrollado diversas teorías sobre las posibles combinacio-



$\frac{1}{c}$



nes del acuífero y estratos semiconfinantes.²³ La pluralidad deriva de que el o los estratos semiconfinantes a su vez pueden tener diferentes tipos de condición de frontera exterior. Hantush ha resuelto el problema en seis casos:

- 3.1) Acuífero confinado por arriba y apoyado sobre estrato compresible muy potente (k'', S'').
- 3.2) Similar al anterior, con estrato compresible de espesor limitado (b'', k'', S'').
- 3.3) Acuífero confinado por abajo y semiconfinado por arriba por estrato compresible (k', S', b') seguido a su vez por acuífero a presión constante y uniforme en el contacto entre ambos.
- 3.4) Acuífero semiconfinado en ambas caras por estratos compresibles ($b', k', S'; b'', k'', S''$)

ubicados a su vez entre acuíferos con presión constante en los contactos con los estratos semiconfinantes.

- 3.5) Acuífero entre estratos semiconfinantes consolidantes ($k', b', S'; k'', b'', S''$) seguidos de estratos confinantes.
- 3.6) Acuífero con la condición descrita en (3.4) por arriba y la descrita en (3.5) por abajo.

La complejidad de las soluciones y sustituciones hizo a Hantush optar por soluciones adimensionales, una para tiempos pequeños y otra para tiempos grandes. En los tiempos pequeños la solución para todos los casos es de la forma

$$c = \frac{Q}{4\pi T} H(u, \beta) \tag{4}$$

donde

$$H(u, \beta) = \int_u^\infty \frac{e^{-y}}{y} \operatorname{erfc} \left(\beta \sqrt{u} / \sqrt{y(y-u)} \right) dy \tag{4a}$$

siendo erfc (x) la función error complementaria,² con

$$\beta = \frac{r\lambda}{4} \quad (46)$$

y

$$\lambda = \sqrt{\frac{k'/b'}{T} \cdot \frac{S'}{S}} + \sqrt{\frac{k''/b''}{T} \cdot \frac{S''}{S}} \quad (47)$$

Si el estrato superior es confinante, simplemente desaparece el primer término de la expresión (44) y si lo es el inferior, el segundo.

Las soluciones para tiempos grandes son:

Caso 3.1:

Igual a la de tiempos pequeños.

Caso 3.2:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} W \left[u \left(1 + \frac{S''}{S} \right) \right] \quad (48)$$

($t \geq 10b'' S''/k''$)

Caso 3.3:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} W \left[u \left(1 + \frac{S'}{3S} \right) \right] \quad (49)$$

($t \geq 5b' S'/k'$)

Caso 3.4:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} W(u\delta_1, \alpha) \quad (50)$$

$$(t \geq 5b' S'/k' \text{ y } t \geq 5b'' S''/k'')$$

siendo

$$\delta_1 = 1 + (S' + S'') / 3S \quad (51)$$

y

$$\alpha = r \sqrt{\frac{k'/b'}{T} + \frac{k''/b''}{T}} \quad (52)$$

Caso 3.5:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} W(u\delta_2) \quad (53)$$

$$(t \geq 10b' S'/k' \text{ y } t \geq 10b'' S''/k'')$$

siendo

$$\delta_2 = 1 + (S' + S'') / S \quad (54)$$

Caso 3.6:

$$a = \frac{Q}{4\pi T} W \left(u\delta_3, r \sqrt{\frac{k'/b'}{T}} \right) \quad (55)$$

$$(t \geq 5b' S'/k' \text{ y } t \geq 10b'' S''/k'')$$

con

$$\delta_3 = 1 + (S'' + \frac{S'}{3}) / S \quad (56)$$

En los casos 3.4 a 3.6, Hantush proporciona la expresión para la parte del gasto que proviene de filtración vertical. Proporciona también una tabulación de la función $H(u, \alpha)$.²⁴

Para la interpretación de pruebas de bombeo, puede recurrirse como en los casos anteriores al empleo de gráficas de las curvas patrón.

Cuarto caso: *Penetración parcial. Gasto constante*

Con las hipótesis usuales sobre homogeneidad, isotropía y extensión infinita del acuífero, Hantush ha desarrollado dos teorías,^{18, 25} una para el caso de semiconfinamiento del tipo filtrante (sin consolidación) aplicable a información proveniente de piezómetros, y otra para confinamiento perfecto, aplicable a información proveniente de pozos de observación con zonas ranuradas y zonas ciegas.

Para el caso semiconfinado, da la solución¹⁸

$$a = \frac{Q}{4\pi T} \left\{ W \left(u, \frac{r}{B} \right) + \right. \quad (57)$$

$$\left. + \frac{2b}{\pi l} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \cos \frac{n\pi z}{b} \operatorname{sen} \frac{n\pi l}{b} W \left(u, \sqrt{\left(\frac{r}{B} \right)^2 + \left(\frac{n\pi r}{b} \right)^2} \right) \right\}$$

pudiéndose despreciar la serie cuando $\frac{r}{b} \geq 1.5$

Para el caso confinado, da la expresión aproximada²¹

$$a = \frac{Q}{8\pi k(1-d)} \bar{E} \left(u, \frac{l}{r}, \frac{d}{r}, \frac{l'}{r}, \frac{d'}{r} \right) \quad (58)$$

válida para tiempos pequeños en donde "l" es la penetración del pozo en el acuífero y "d" su zona ciega medida a partir del techo del acuífero, l' y d' los parámetros correspondientes del pozo de observación, y "z̄" es lo siguiente:

$$\bar{z} = M \left[u, \frac{l+\bar{z}}{r} \right] - M \left[u, \frac{d+\bar{z}}{r} \right] + M \left[u, \frac{l-\bar{z}}{r} \right] - M \left[u, \frac{d-\bar{z}}{r} \right] \quad (59)$$

con

$$\bar{z} = \frac{l' + d'}{2} \quad (60)$$

siendo

$$M(u, \beta) = \int_u^\infty \frac{e^{-y}}{y} \operatorname{erf}(\beta \sqrt{y}) dy \quad (61)$$

en donde "erf(x)" es la función error (la función M(u,β) aparece tabulada en la referencia [47]).

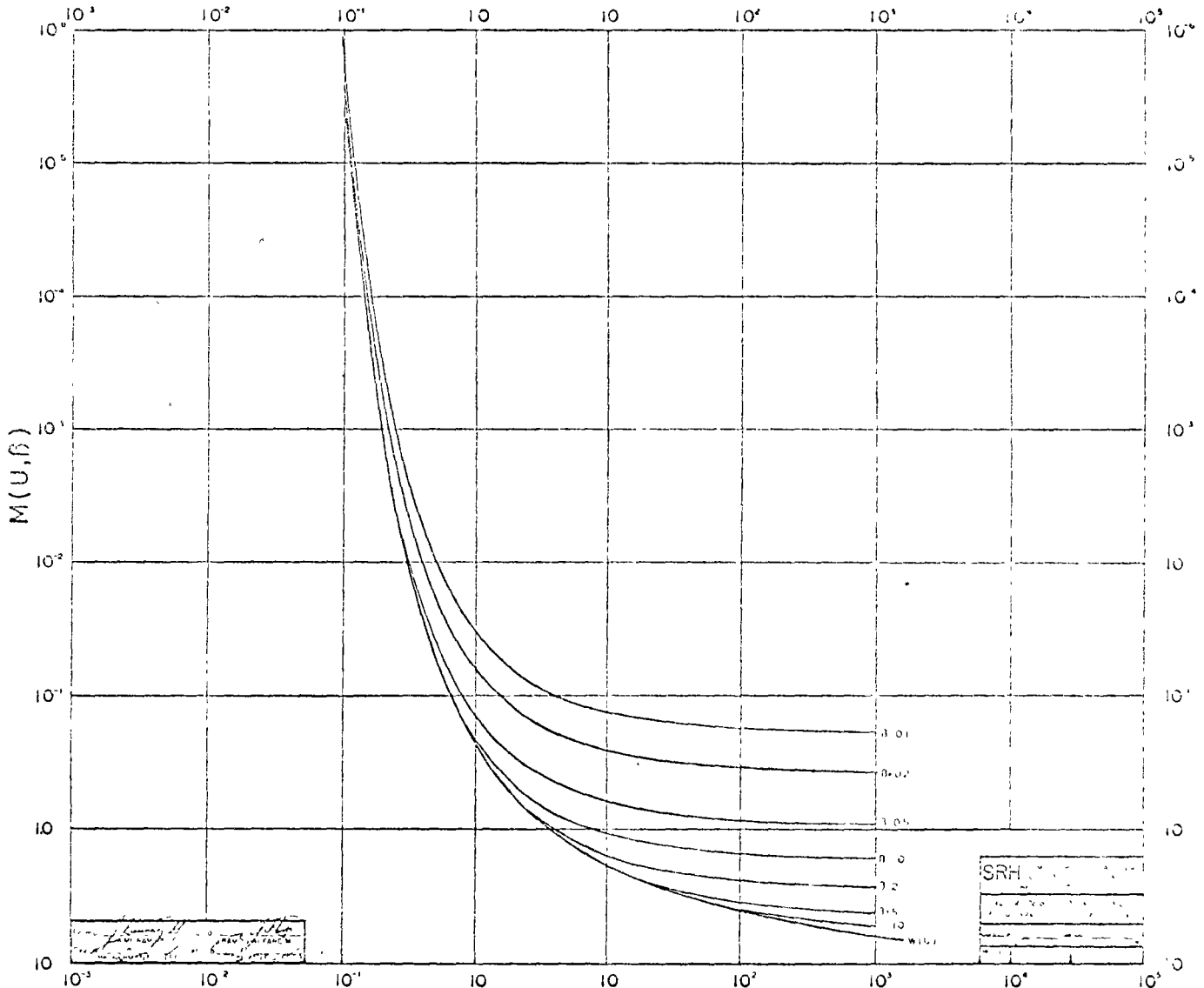
Como erf(x) es simétrica, la función M(u,β) goza de la propiedad

$$M(u, \beta) = -M(u, -\beta) \quad (62)$$

Además, para tiempos relativamente grandes

($t \geq \frac{b^2 s}{2k}$) puede demostrarse que la expresión (58) se reduce a

$$\frac{1}{u}$$



$$s = \frac{Q}{4\pi kb} \left\{ W(u) + \bar{f}_s \left(\frac{r}{b}, \frac{l}{b}, \frac{d}{b}, \frac{l'}{b}, \frac{d'}{b} \right) \right\} \quad (63)$$

en donde

$$\bar{f}_s = \frac{4b^2}{\pi^2(1-d)(1-d')} \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{n^2} K_0 \left(\frac{n\pi r}{b} \right) \right. \\ \left. \left[\sin \frac{n\pi l}{b} - \sin \frac{n\pi d}{b} \right] \cdot \left[\sin \frac{n\pi l'}{b} - \sin \frac{n\pi d'}{b} \right] \right) \quad (64)$$

Siendo "K₀" la función modificada de Bessel de segunda clase y orden cero.⁵⁴

Las dos últimas expresiones hacen evidente la necesidad de conocer las características de los ademes (l,d,l',d') en las pruebas de bombeo.

2.4.3. Acuíferos inclinados y/o de espesor variable

Para estos casos se han desarrollado pocas teorías, que no serán incluidas aquí por limitación de espacio. Se remite al lector a la referencia (47).

2.5 Flujo no confinado (acuíferos libres)

La definición de acuífero libre ha sido ya asentada en el inciso 2.4.1 y no será repetida aquí.

De acuerdo con la clasificación propuesta, los acuíferos libres pueden dividirse en horizontales e inclinados. Desde el punto de vista de las pruebas de bombeo, los acuíferos libres carecen hasta cierto punto de interés por la razón ya mencionada anteriormente, de que, siempre que se limiten los abatimientos, resultan aplicables las teorías correspondientes de acuíferos confinados o semi-confinados. Por esta razón no se exponerán aquí teorías al respecto. Se remite al lector interesado a los trabajos de Glover y Bittinger,⁵² y Boulton.⁵¹

3. APLICACIONES A LA MECÁNICA DE SUELOS

3.1. El agua subterránea en las excavaciones de cimentación

Uno de los problemas menos estudiados en Mecánica de Suelos es el relacionado con el agua subterránea, su manejo y el diseño oportuno y adecuado del mismo. Con mucha frecuencia se observa que el problema se resuelve "sobre la marcha", acumulando equipo de bombeo por etapas hasta llegar a una solución empírica que adolece casi siempre de defectos, tanto de orden técnico como de orden económico.

El defecto técnico más frecuente estriba en que el esquema final de bombeo adoptado es, en general, desfavorable a la estabilidad de taludes.

El defecto económico más frecuente reside en la ineficiencia del equipo adoptado, así como en la imprevisión del mismo y su consecuente caída de demoras y elevación de costos.

Todo especialista en Mecánica de Suelos debe ser capaz de responder a preguntas como:

- ¿Cuántos pozos se necesitan?
- ¿Con qué distribución?
- ¿De qué profundidad?
- ¿Qué gasto se ha de extraer de cada uno de ellos?
- ¿Cuánto tiempo debe preceder el bombeo a la excavación?

En los dos incisos que siguen se tratará de esquematizar el procedimiento a seguir para responder adecuadamente a las preguntas anteriores.

3.2. Sondeos previos y pruebas de bombeo

Siempre que sea posible deberán efectuarse tres sondeos de exploración y una prueba de bombeo, utilizando uno de los sondeos como pozo de bombeo y los otros como pozos de observación. Los sondeos deberán efectuarse cuidadosamente, obteniendo muestras representativas que permitan definir el perfil estratigráfico de acuerdo con la clasificación de suelos de Casagrande.²⁰

Cuando no se justifica la prueba de bombeo, si los sondeos han sido efectuados según se indicó en el párrafo anterior, es posible estimar las permeabilidades de los materiales atravesados y con ello el orden de magnitud de la transmisibilidad, que se calcula, siguiendo a Wenzel, según la expresión

$$T = \sum_i k_i b_i \quad (65)$$

en donde k_i es la permeabilidad del manto "i", y b_i su espesor. La suma ha de llevarse desde la

profundidad del nivel freático hasta el fondo del pozo.

Cuando se lleve al cabo la prueba de bombeo, ésta se interpretará según los lineamientos de los apartados anteriores.

Es conveniente que los sondeos se lleven hasta una profundidad igual o mayor que dos veces la profundidad máxima de la excavación en proyecto y que la distancia entre los de observación y el de bombeo sean del orden de una y dos veces su profundidad, respectivamente.

3.3 Análisis de alternativas

Con los resultados del inciso 3.2, se procede a analizar, dentro de la teoría correspondiente (si no se llevó a efecto la prueba de bombeo hay que suponer a criterio la aplicabilidad de alguna teoría, suponiendo en caso necesario los parámetros faltantes), el abatimiento inducido en varios puntos de la zona por excavar por cada uno de los esquemas de bombeo siguientes:

- a) pozos distribuidos en un marco rectangular;
- b) pozos distribuidos en dos filas paralelas;
- c) marcos rectangulares concéntricos y escalonados;
- d) filas paralelas comprendidas entre filas paralelas (escalonadas);

y por cualquier otro que se juzgue conveniente. El cálculo se hará para diferentes profundidades de pozos, diferentes periodos de bombeo y diferentes intensidades del mismo, hasta que pueda seleccionarse la alternativa más conveniente. Para un punto dado, el abatimiento inducido será la suma de los abatimientos inducidos correspondientes a cada uno de los pozos en operación, teniendo imponerse la limitación de que a un radio de r_c metro de cualquiera de los pozos el abatimiento inducido teórico no debe ser mayor que la mitad de la columna de agua inicial.

3.4. Los hundimientos ocasionados por la explotación del agua subterránea mediante pozos

Las explotaciones de acuíferos tienen a veces como consecuencia colateral el hundimiento de la superficie, unas veces en forma lenta y gradual y otras en forma brusca y aparatosa. El primer tipo de hundimiento se debe a consolidación de suelos finos y el último a compactación brusca de suelos gruesos.

Hasta el presente, los hundimientos descritos en el párrafo anterior se han visto como cosas del destino, limitándose la acción de los técnicos a

la simple observación del fenómeno, acompañada de una que otra teoría explicativa del mismo.

Sin embargo, los hundimientos ocasionados por bombeo son perfectamente previsibles, tanto en su aspecto cualitativo como en el cuantitativo. En los incisos que siguen se indicará cuándo hay que esperar tal fenómeno, las precauciones por tomar y la forma de cuantificarlo.

3.5. Grietas y hundimientos repentinos

Llámanse así a los hundimientos que ocurren simultáneamente con su causa.

Dos ejemplos pueden ilustrar lo anterior:

El primero tuvo lugar en la población de Chapala, Jal., en la que se agrietaron casi todas las casas de la población en los años de 1956 y 1957 al retirarse las aguas de la laguna por una sequía prolongada, ocasionando la compactación simultánea de los materiales granulares sueltos ribereños, asiento de la población.

El segundo tuvo lugar el año pasado en la población de Xonacatlán, Méx., en donde aparecieron grietas de 10 a 20 cm. de ancho, alrededor de 100 m. de longitud y varios metros de profundidad, que afectaron a varias de las construcciones de la población y ocasionaron cierto pánico en la misma. Las grietas aparecieron al poco tiempo de funcionar el pozo de agua potable del pueblo y los pozos del sistema Lerma, del D.D.F.; su ubicación fue muy regular, en sentido radial a partir del pozo del pueblo, y el estrato en que se originaron parece haber sido un estrato de pómez muy suelta que se encuentra ubicado como a 40 m. de profundidad, el que se compactó en forma brusca ocasionando al mismo tiempo un ligero corrimiento de ladera.

Los ejemplos descritos ilustran el mecanismo en cuestión: el descenso piezométrico ocasiona una transferencia brusca de esfuerzos del agua al suelo, el que siendo muy permeable y poco resistente se compacta en forma también brusca ocasionando hundimientos y grietas.

De lo anterior se deduce que, siempre que en la perforación de pozos para explotación de acuíferos se identifiquen materiales de alta permeabilidad con compacidades relativas bajas, debe suponerse que puedan compactarse bruscamente, debiendo efectuarse sondeos y pruebas de laboratorio de Mecánica de Suelos para poder estimar la cuantía probable del fenómeno.

Todo el cálculo consiste en estimar la evolución piezométrica futura mediante los procedimientos ya descritos anteriormente, y con esto y los resultados del laboratorio de suelos estimar el cambio de volumen que aquélla pueda ocasionar a la formación. En caso de duda debe suponerse que el material pasará al estado más compacto logrado en pruebas Proctor.

3.6. Hundimientos lentos y graduales

Llámanse así a los hundimientos que ocurren en forma lenta y gradual, aunque la causa (descenso piezométrico) ocurra en forma repentina.

En este caso, pueden citarse tres ejemplos representativos de este tipo de hundimientos:

El primer caso, difícilmente ignorado por cualquier mexicano, es el del hundimiento de la ciudad de México, ocasionado por la explotación de los acuíferos que sustentan al estrato superior arcilloso y a la ciudad.

El segundo caso es el del lago de Texcoco, que en su zona norte se hunde por la explotación que de salmueras del subsuelo hace la empresa Sosa Texcoco, S. A., y en su zona sur se hunde por el bombeo que con tal intención se efectúa para el "Proyecto Texcoco".

El tercer caso es el de algunas porciones del Valle de Chalco, dentro del Valle de México, en donde ya se acusa el hundimiento gradual del terreno, siendo los primeros síntomas el surgimiento progresivo de algunos ademes de pozos.

Los hundimientos de la ciudad de México y de los terrenos de la empresa Sosa Texcoco, S. A., han sido observados cuidadosamente por la C.H.C.V.M. (SRH), y el de la porción sur del lago de Texcoco por el personal de "Proyecto Texcoco". En todos ellos se ha observado que, inicialmente, una elevada porción del gasto de bombeo (50 a 70 por ciento) se traduce directamente en hundimientos, disminuyendo éstos en forma logarítmica (en la ciudad de México) hasta la sexta parte del valor relativo indicado. El proceso, en la ciudad de México, lleva por lo menos lo que va del siglo.

El hundimiento del valle de Chalco aún no ha sido observado sistemáticamente, aunque la C.H.C.V.M. (SRH) ya está tomando cartas en el asunto.

Destaca con claridad en los ejemplos aquí descritos el mecanismo de este tipo de hundimientos, los materiales de baja permeabilidad no pueden adaptarse rápidamente a las variaciones piezométricas que ocurren en sus fronteras, debiendo hacerlo lentamente a través de un proceso de consolidación.

De lo anterior debe inferirse pues que, siempre que en la perforación de pozos para explotación de aguas del subsuelo se identifiquen a capas o lentes compresibles normalmente consolidados o con exigas de preconsolidación menores que el descenso piezométrico esperado, debe suponerse que se originará un proceso de consolidación con el bombeo, debiendo procederse al muestreo y prueba de los suelos, así como a la ejecución de pruebas de bombeo en el o los acuíferos, para poder con ello predecir la magnitud del fenómeno.

Las teorías aplicables a la consolidación por bombeo son las desarrolladas por H. Casagrande ya descritas parcialmente en otra parte del presente trabajo y que aparecen también en la referencia (47). Cuando el problema es complejo, puede recurrirse al auxilio de modelos análogos.^{57 58}

4. APLICACIONES A LA GEOHIDROLOGÍA

4.1. Las pruebas de bombeo y los estudios directos del agua subterránea

Los estudios de aguas subterráneas han sido clasificados recientemente^{15 y 16} en dos grandes categorías: estudios directos y estudios indirectos. Los últimos se caracterizan por apoyarse en información incorrecta tomada en la superficie, mientras que los primeros se apoyan en información obtenida directamente de los acuíferos.

Entre los estudios directos, los más avanzados exigen, como parte de la información que los caracteriza, los resultados de pruebas de bombeo en régimen transitorio con los cuales se efectúa el cálculo directo de los caudales que fluyen por el o los acuíferos, y con los que se preparan modelos (análogos o matemáticos) que simulan el comportamiento real de los acuíferos y que permiten analizar las ventajas y desventajas que ofrecen distintas alternativas de explotación.¹⁶

Para ilustrar lo anterior, en el inciso 4.2 se describirán dos modelos matemáticos sencillos y en el inciso 4.3 se describirán los modelos análogos y la simulación de acuíferos mediante computadoras digitales e híbridas.

4.2. Ejemplos sencillos de modelos matemáticos de acuíferos

En el presente inciso se describirán dos modelos matemáticos sencillos; el primero debido a Sainz Ortiz y el último al que esto escribe.

4.2.1. Primer modelo:

Simulación mediante función lineal de elementos componentes.¹⁷

Delimitada la zona de estudio por una frontera arbitraria con porciones de flujo entrante y porciones de flujo saliente, con apoyo en la hipótesis de que la transmisibilidad es directamente proporcional a la capacidad específica, un plano de curvas de igual capacidad específica corresponde a uno de curvas de igual transmisibilidad a través de una constante "T" por determinar.

Con lo anterior, si se cuenta con redes de flujo correspondientes a varios años sucesivos con extracción variable, se calculan las entradas y salidas subterráneas aplicando la ley de Darcy.

Suponiendo que la región puede caracterizarse por un coeficiente de almacenamiento medio "S", el producto de los volúmenes drenados (o su signo) por "S" proporciona los volúmenes almacenados o extraídos del almacenamiento en un período dado.

Por lo que respecta al agua aplicada a la superficie (riego y/o lluvia), se supone que dicho volumen multiplicado por un coeficiente medio de infiltración "C", corresponde al volumen infiltrado.

Con las hipótesis anteriores, si se conoce la extracción por bombeo "B" de cada período considerado, es posible establecer un sistema de ecuación del tipo:

$$\alpha_{1i} T + \alpha_{2i} C + \alpha_{3i} S = B_i \quad (65)$$

$$i = 1, 2, \dots, n$$

en donde las α son coeficientes numéricos, calculados según se indicó, y T, C, S son las incógnitas que permiten continuar el análisis según se indicó en el inciso 4.1.

4.2.2. Segundo modelo:

Pozo equivalente para abatimientos medios.¹⁸

Cuando la gráfica de abatimientos medios vs. logaritmo del tiempo ocasionados por un conjunto de pozos es una recta o varios tramos de recta, puede demostrarse que, de resultar aplicable la expresión básica de Theis (ecuación 140), la superposición de la misma conduce a la siguiente expresión:

$$\bar{a} = \frac{2.30 Q}{4 \pi T} \log \frac{2.25 T t}{R^2 S} \quad (67)$$

siempre que se convenga en definir a " \bar{t} " (tiempo aparente) y a " \bar{R} " (radio aparente) como sigue:

$$\bar{t} = \prod_{i=1}^n t_i \left(\frac{q_i}{Q} \right) \quad (68)$$

$$\log \bar{R} = \frac{1}{A} \int_A \left(\log \prod_{i=1}^n R_i \frac{q_i}{Q} \right) dA \quad (69)$$

siendo " t_i " el tiempo que ha bombeado el pozo " i ", con un gasto " q_i ", ubicado a una distancia " R_i " del centro de gravedad de la diferencial " dA " del área afectada " A ", y siendo " Q " la extracción total del conjunto de " n " pozos, o sea

$$Q = \sum_{i=1}^n q_i \quad (70)$$

Una vez efectuados los cálculos (68 y 69), la expresión (67) nos dice que los abatimientos medios son iguales a los que ocasionaría el pozo equivalente de gasto " Q " a un radio aparente " \bar{R} " y en un tiempo aparente " \bar{t} ". El problema se reduce así al de un solo pozo de observación a la distancia " \bar{R} " del pozo equivalente, determinándose luego S y T por los medios usuales para continuar el análisis según se indicó en el inciso 4.1.

4.3. Modelos analógicos de acuíferos, y simulación de los mismos mediante computadoras digitales e híbridas

Los problemas de flujo de agua en acuíferos, problemas de difusión en espacios no homogéneos de forma irregular y con condiciones de frontera de todos los tipos posibles, son prácticamente intratables en forma analítica, debiendo recurrirse por ello a la discretización —parcial o total— del problema mediante métodos numéricos de diferencias finitas. Cuando la discretización es parcial,

puede continuarse el análisis pasando a simular el acuífero mediante una red eléctrica construida por resistencias y condensadores que simulan en forma directa las propiedades básicas del acuífero (transmisibilidad y almacenamiento). Cuando la discretización es total, puede continuarse el análisis en forma iterativa mediante el auxilio de computadoras digitales. Finalmente, en problemas que dan lugar a sistemas de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales no lineales y con parámetros variables, puede resultar más conveniente el empleo de computadoras híbridas, que combinan ventajosamente los aspectos más convenientes de las computadoras digitales y de los modelos analógicos.

Cuando en el transcurso del programa de computación digital se procede a resolver parte del problema mediante redes eléctricas, utilizando tales redes como subrutinas del programa se habla de cálculo híbrido.^{10, 11}

Los modelos analógicos para simulación de acuíferos con flujo transitorio fueron precedidos por modelos similares para simulación de redes de flujo establecido, de redes de distribución de agua potable en poblaciones (flujo establecido), de depósitos petrolíferos (flujo transitorio) y de problemas de difusión térmica (flujo transitorio).

Uno de los primeros trabajos sobre simulación de flujo transitorio de agua en suelos apareció el año de 1953.¹² Es probable que el empleo de tales dispositivos se haya iniciado en 1942 o poco antes.¹⁰

La aplicación de computadoras digitales a problemas de acuíferos es más reciente. Probablemente se remonta tan sólo a 1960,^{13, 14} aunque esto se explica por tener las computadoras digitales solamente 28 años en operación.

En los últimos años ha habido una especie de competencia entre los procedimientos de simulación analógica y digital. En las referencias (16) y (61) se discuten las ventajas y desventajas de ambos métodos, así como la ventaja del computador híbrido sobre los otros dos, en la que se particular de problemas ahí tratados. Tal parece que no está dicha aún la última palabra y es probable que no pueda dictaminarse al respecto en forma tajante porque en muchos casos los factores determinantes serán el costo total del equipo y/o la disponibilidad del mismo.

5. COMENTARIOS

5.1. *El flujo establecido en pruebas de bombeo y sus posibles causas*

Las pruebas de bombeo con flujo establecido se han interpretado desde fines del siglo pasado mediante las expresiones proporcionadas por Dupuit y Thiem. En general se supone en dichas expresiones que el pozo de bombeo se encuentra en el centro de una isla circular rodeada de agua estableciéndose así el flujo a través de la alimentación que ocurre en su perímetro.

En la práctica es sumamente difícil, si no imposible, encontrar las condiciones hipotéticas que sirven de base a las expresiones de Dupuit, Thiem y seguidores; puede decirse que en la mayor parte de los casos reales el flujo establecido ocurre como consecuencia de

- a) Alimentación proporcionada por un río cercano al pozo.
- b) Alimentación proporcionada por lago o mar en la vecindad del pozo y en contacto con frontera no circular.
- c) Alimentación proporcionada por estratos vecinos (algún tipo de semiconfinamiento).

La identificación del tipo de alimentación que permite el establecimiento del flujo es posible solamente mediante la interpretación de la porción transitoria de la prueba.

Por lo anterior, es fácil ver que al interpretar pruebas con flujo establecido se establece un círculo vicioso, ya que se pretende evitar la interpretación en régimen transitorio, sin tener en cuenta que la elección adecuada de la expresión aplicable al flujo establecido es posible solamente después de haber efectuado la interpretación de la porción transitoria de la prueba.

5.2. *Los abatimientos del pozo de bombeo y su interpretación*

En varias ocasiones,^{78, 79} se ha tratado de interpretar los abatimientos del pozo de bombeo con objeto de obtener a partir de ellos los parámetros del acuífero, eliminando así la necesidad de los pozos de observación.

La importancia de lo anterior, difícilmente puede ser exagerada; las pruebas de bombeo son sumamente costosas, sobre todo si tiene que ser perforado el pozo de bombeo mismo.

Si existiera alguna teoría para interpretar los abatimientos del pozo de bombeo sin necesidad de pozos de observación, todos los pozos existentes en una región dada servirían para dicho propósito y consecuentemente el costo de los estudios se abatiría de manera notable.

Las teorías mencionadas han tenido éxito parcial en la determinación aproximada de la transmisibilidad, fracasando rotundamente respecto al coeficiente de almacenaje.

La falla estriba principalmente en que las condiciones de frontera correspondientes a la vecindad inmediata del pozo se idealizan en forma tal que invalidan los resultados para su aplicación al pozo y a su entorno inmediato. De hecho puede afirmarse que ocurre, como en la teoría de la elasticidad, que dos acciones equivalentes en cuanto a su resultante y el centro de gravedad de su punto o puntos de aplicación producen efectos equivalentes fuera del entorno inmediato de las mismas y efectos distintos dentro de los límites de dicho entorno.

Por la importancia que el problema del pozo de bombeo presenta desde un punto de vista práctico, no debe desistirse de encontrar una solución al mismo; no importa que dicha solución, de existir, sea sumamente complicada, ya que se cuenta actualmente con el auxilio de computadoras analógicas y digitales.

Tal vez pueda avanzarse hacia la solución del problema mencionado mediante experimentación con modelos a escala reducida y prototipos, siendo casi seguro que la prueba de bombeo correspondiente sea de gasto variable.

Mientras tanto, en casos en que sea absolutamente necesario limitarse a las lecturas obtenidas en el pozo de bombeo, deberá recurrirse a las teorías ya mencionadas, aplicándolas con serias reservas.

5.3. *Número de pruebas y tipo de estudio*

El número de pruebas de bombeo necesario para llevar a cabo un estudio de aguas subterrá-

neas, depende de la extensión y variabilidad de la región por examinar con el estudio, así como del tipo de estudio que se pretende llevar a efecto. Si se clasifican los estudios en directos e indirectos,¹⁰ estos últimos no necesitan de pruebas de bombeo para su elaboración.

Entre los estudios directos clasificados como de tercer, segundo y primer orden, respectivamente,¹¹ los estudios directos de tercer orden tampoco necesitan de pruebas de bombeo para su elaboración, resultando así que solamente los estudios directos de segundo y primer orden necesitan de pruebas de bombeo.

Para la elaboración de los estudios directos de segundo orden¹² es necesario un número tal de pruebas de bombeo que permita efectuar el cálculo de flujos de entrada y salida de la región en estudio, permitiendo además estimar razonablemente el coeficiente medio de almacenaje (o los coeficientes medios de almacenaje de algunas subregiones, en caso de que la adopción de un coeficiente único, por la variabilidad observada en la región, sea inaceptable).

Para los estudios directos de primer orden,¹³ el número de pruebas necesario es mayor aún que el especificado para estudios directos de segundo orden, y debe ser tal que permita la configuración de planos de isopropiedades (planos de curvas de igual transmisibilidad y planos de curvas de igual coeficiente de almacenaje) que permitan pasar a la elaboración del modelo analógico o matemático correspondiente.¹⁴

5.1 Avances teóricos contra toma de datos

Pese a que los avances logrados en el aspecto teórico de la hidrología subterránea deja aún que desear, los avances correspondientes alcanzados en las técnicas de exploración y toma de datos están mucho de estar a la altura de los avances alcanzados en el aspecto teórico, pudiendo afirmarse por lo anterior que la calidad de los estudios depende actualmente casi en su totalidad de la calidad de los datos que sirven de apoyo a los mismos.

El avance en este aspecto ha sido lento, debido a su vez a la deficiente atención, se escasa producción y escasa variedad de dispositivos eléctricos, electrónicos y mecánicos que permitan efectuar mediciones confiables de los parámetros variables del problema. Por otra parte, se escasa información sistemáticamente sobre la adaptación de los métodos geofísicos empleados en la tecnología del petróleo a la búsqueda y localización de las subterráneas, así como a la delimitación de los acuíferos.

Es probable que al final de la presente década ya se haya logrado un avance considerable en todos los aspectos mencionados, aunque es probable también que las teorías se hayan desarrollado, conservando los avances teóricos su preponderancia sobre los avances prácticos.

Puede concluirse por lo anterior que el procedimiento de análisis adoptado en el presente se siempre a la altura de la calidad de los datos, con objeto de evitar trabajo inútil y para evitar que, por exceso de optimismo, se produzcan ilusiones engañosas.

5.5 Omisiones importantes

En el transcurso del presente trabajo se han deslizado omisiones importantes, tanto sobre trabajos efectuados como sobre sus autores, en parte por la limitación impuesta por el tema elegido y en parte por la limitación impuesta a la extensión del trabajo.

Con objeto de subsanar, aunque sea en forma parcial, tal deficiencia, vaiga a continuación en la biblioteca de todo especialista en estudios de aguas subterráneas no deben faltar entre los ya mencionados, los trabajos de Forchhammer,¹⁵ Masaki,¹⁶ Meinzer,¹⁷ Senoier,¹⁸ Jaeger,¹⁹ Carlslaw y Jaeger,²⁰ Polubarmova-Kochina,²¹ De Wiest,²² Davis-De Wiest²³ y Chow,²⁴ así como tal vez los de Tranter,²⁵ Erdelyi-Magnus-Oberhettinger-Tarcomi²⁶ y Crandall.²⁷

El que esto escribe lo hace de la esperanza de que tanto los libros y artículos mencionados en el presente trabajo como sus referencias bibliográficas puedan guiar al lector interesado en las múltiples ramificaciones de la hidrología subterránea.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. LEGGEE, ROBERT. *Geology and Engineering*. McGraw Hill Book Company, Inc., 1962.
2. DARCY, HENRY. *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*. Paris, Victor Dalmont, 1856.
3. DUPUIT, JULES. *Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux*. Paris, 1863.
4. THIEM, ADOLPH. "Die Ergiebigkeit artesischer Bohr-löcher, Schachtbrunnen, und Filtergallerien". *Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung*. Munich, Vol. 14, 1870.
5. HALL, HOWARD P. "A historical review of investigations of seepage toward wells". *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Vol. 41, 1954, N° 3.
6. LEMKE, K. E. "Groundwater flow and the theory of water collectors". *The Engineer, Jour. of the Ministry of Communications*, 1886.
7. WEBER, HERMANN. *Die Reichweite von Grundwasser- absenkungen mittels Rohrbrunnen*. Springer, Berlin, 1928.
8. THEIS, CHARLES V. *The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground water storage*. Trans. Amer. Geophys. Union, 1935.
9. JACOB, C. E. "On the flow of water in an elastic artesian aquifer". Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 21, 1940.
10. MAASLAND, D. E. L. y BITTINGER, MORTON W. *Proceedings of the symposium on transient ground water hydrodynamics* 1963, Colorado State University.
11. JACOB, C. E. *Radial flow in a leaky artesian aquifer*. Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 27, 1946.
12. GLEEL, G. J. DE. *Over grondwaterstromingen bij water- onttrekking door middel van putten*. Delft (Netherlands) Tech. Hogeschool Thesis.
13. COOPER, H. H. y JACOB, C. E. *A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history*. Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 27, 1946.
14. HANTUSH, MAHDI S. y JACOB, C. E. *Plane potential flow of ground water with linear leakage*. Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 35, 1954.
15. HANTUSH, MAHDI S. y JACOB, C. E. *Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer*. Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 36, 1955.
16. HANTUSH, MAHDI S. y JACOB, C. E. *Non-steady Green's functions for an infinite strip of leaky aquifer*. Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 36, 1955.
17. HANTUSH, MAHDI S. *Analysis of data from pumping test in leaky aquifers*. Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 37, 1956.
18. HANTUSH, MAHDI S. *Non-steady flow to a well partially penetrating an infinite leaky aquifer*. Proc. Iraqi Sci. Soc., 1, 1957.
19. KASHEF, A. I., TOULOUKLAN, Y. S. y FADUM, R. E. *Numerical solutions of steady-state and transient flow problems artesian and water-table wells*. Purdue Univ. Eng. Expt. Sta. Bull. 117, Lafayette, Ind., 1952.
20. STALLMAN, R. W. *Numerical analysis of regional water levels to define aquifer hydrology*. Am. Geophys. Union Trans., Vol. 37, N° 4, 1956.
21. BOULTON, N. S. *The drawdown of water-table under non-steady conditions near a pumped well in an unconfined formation*. Proc. Inst. Civil Engrs. (London) 3, Part III, 1954.
22. LUTHIN, JAMES N. *Drainage of agricultural lands*. The American Society of Agronomy, Wisconsin, U.S.A., 1957.
23. HANTUSH, MAHDI S. "Modification of the theory of leaky aquifers". *J. Geophys. Res.*, 65, 1960.
24. HANTUSH, MAHDI S. "Flow to wells separated by a semipervious layer". *J. Geophys. Res.*, 72, 1967.
25. HANTUSH, MAHDI S. *Hydraulics of gravity wells in sloping sands*. Am. Soc. Civil Engineers Proc., Vol. 88, N° HY 4, 1962.
26. HANTUSH, MAHDI S. "Flow of ground water in sands of nonuniform thickness" (Partes 1, 2 y 3); *Jour. Geophys. Res.*, Vol. 67, 1962.
27. HANTUSH, MAHDI S. "Wells in homogeneous anisotropic aquifers". *Water Resources Research*, Vol. 2, N° 2, 1966.
28. DE WIESE, R. J. M. "On the theory of leaky aquifers". *Jour. Geophys. Res.*, Vol. 66, N° 12, 1961.
29. DE WIESE, R. J. M. *Flow to an eccentric well in a leaky circular aquifer with varied lateral replenishment*. Geofisica pura e applicata, Vol. 54, N° 1, 1962.
30. SLEPICKA, F. *Contribution to the solution of the filtration law*. As. Int. Hydr. Sc., Publ. N° 52, 1960.
31. SWARTZENDRUBER, DALE. "Non Darcy flow behavior in liquid saturated porous media". *J. Geophys. Res.*, Vol. 67, 1962.
32. DE WIESE, R. J. M. "On the storage coefficient and the equations of groundwater flow." *J. Geophys. Res.*, Vol. 71, 1966.
33. CRAWFORD, F. W., y HOOVER, GARY M. "Flow of fluids through porous mediums." *J. Geophys. Res.*, Vol. 71, 1966.
34. COOPER, H. H. "The equation of groundwater flow in fixed and deforming coordinates." *J. Geophys. Res.*, Vol. 71, 1966.
35. BEAR, JACOB, y DAGAN, GEDEON. "Some exact solutions of interface problems by means of the hodograph method." *J. Geophys. Res.*, Vol. 69, 1964.
36. BEAR, JACOB, y DAGAN, GEDEON. *Intercepting fresh water above the interface in a coastal aquifer*. As. Int. Hydr. Sc., Publ. N° 64, 1964.
37. PAPADOPOULOS, ISTAVROS S. "Non steady flow to multi-aquifer wells." *J. Geophys. Res.*, Vol. 71, N° 20, 1966.
38. DE WIESE, R. J. M. "Hydraulic model study of non-steady flow to multi-aquifer wells." *J. Geophys. Res.*, Vol. 71, N° 20, 1966.
39. WALTON, W. C., y NEILL, J. C. *Analyzing groundwater problems with mathematical models and a digital computer*. As. Int. Hydr. Sc., Publ. N° 52, 1960.
40. SKRIBITZKE, H. E. *Electronic computers as an aid to the analysis of hydrologic problems*. As. Int. Hydr. Sc., Publ. N° 52, 1960.
41. BROWN, RUSSEL H. "Progress in ground water studies with the electric-analog model." *Jour. AWWA*, Aug. 1962.
42. WALTON, WILLIAM C., y PRICKETT, THOMAS A. "Hydro-geologic electric analog computers." *Jour. Hyd. Div. ASCE*, Vol. 89, HY6, 1963.
43. SCHENCK, HILBERT JR. "Simulation of the evolution of drainage-basin networks with a digital computer." *J. Geophys. Res.*, Vol. 68, N° 20, 1963.
44. CHUN, ROBERT Y. D., WEBER, ERNEST M., y MUDO, KIYOSHI. *Computers-tools for sound management of ground water basins*. As. Int. Hydr. Sc., Publ. N° 64, 1964.
45. FIGUEROA VEGA, GERMÁN E. *Paradojas de los estudios geohidrológicos*. Estudio 385 de la C.H.C.V.M. (SRH).
46. FIGUEROA VEGA, GERMÁN E. *El estudio del agua subterránea*. Folleto de divulgación Núm. 1 de la C.H.C.V.M. (SRH), 1968.
47. HANTUSH, MAHDI S. *Hydraulics of wells* (último capítulo del primer tomo de la obra *Advances in Hydroscience*, editada por Ven te Chow), Academic Press, 1964.
48. LANGHAAR, H. L. *Dimensional analysis and theory of models*. John Wiley & Sons, Inc., 1951.
49. HARR, MILTON E. *Groundwater and seepage*. McGraw Hill Book Co., 1962.
50. HANTUSH, MAHDI S. *Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers*. Trans. Am. Geophys. Union, 37, 1956.
51. HANTUSH, MAHDI S. *Drawdown around a partially penetrating well*. Proc. Am. Soc. Civil Engrs., 87, HY4, 1961.

52. GLOVER, R. E. y BITTINGER, M. W. *Drawdown due to pumping from an unconfined aquifer*. Am. Soc. Civil Engrs. Proc. Vol. 86, N° IR3, 1960.
53. ABRAMOWITZ, MILTON, y STEGUN, IRENE A. *Handbook of Mathematical functions*. Dover Publications Inc. N. Y., 1965.
54. WATSON, G. N. *A treatise on the theory of Bessel functions*. Cambridge University Press, 1962.
55. CASAGRANDE, A. *Classification and identification of soils*. Proc. Am. Soc. C. E., 1947.
56. WENZEL, L. K. *Methods for determining permeability of waterbearing materials*. U.S. Geol. Survey, Water Supply Paper 887, 1942.
57. KARPLUS, W. J. *Analog simulation*. Mc. Graw Hill Co. Inc., 1958.
58. VOLYNSKII, B. A., y BUKHMAN, V. YE. *Analogues for the solution of boundary value problems*. Pergamon Press, 1965.
59. SAINZ ORTIZ, IGNACIO. *Safe yield estimates of ground-water resources in the valley of Mexicali, México*. Anales del Instituto de Geofísica. Vol. 11, UNAM, 1965.
60. FIGUEROA VEGA, GERMÁN E. "La interpretación de abatimientos medios regionales provocados por bombeo mediante pozos." *Boletín Técnico* Núm. 27 de la C.H.C.V.M. (SRH), 1968.
61. VEMURI, VENKATESWARARAC, y DRACUP, JOHN A. "Analysis of nonlinearities in ground water hydrology. A hybrid computer approach." *Water Resources Research*, Vol 3, N° 4, 1967.
62. LUTHIN, J. N. *An electrical resistance network solving drainage problems*. Soil Sci., Vol. 75, 1953.
63. FOLEY, JOSEPH. *Computer applications in ground water hydrology*. Proc. Am. Soc. C. E., Vol. 86, IR3, 1960.
64. FORCHHEIMER, PH. *Tratado de hidráulica*. Editorial Labor, S. A., 1950 (segunda reimpresión de la tercera impresión alemana).
65. MUSKAT, M. *The flow of homogeneous fluids through porous media*. Mc. Graw Hill Book Co., Inc., 1937.
66. MEINZER, OSCAR E. *Hydrology*. Dover Publications, Inc 1949 (reimpresión de la edición Mc. Graw Hill de 1942).
67. SCHOELLER, H. *Les eaux souterraines*. Masson et Cie., Paris, 1962.
68. ROUSE, HUNTER (editor). *Engineering hydraulics* John Wiley & Sons, Inc., 1950.
69. CARSLAW, H. S., y JEAAGER, J. C. *Conduction of heat in solids*. Oxford University Press, 1959.
70. POLUBARINOVA-KOCHINA, P. YA. *Theory of ground water movement*. Princeton University Press, 1962 (traducción del ruso efectuada por Roger de Wiest).
71. DE WIEST, ROGER M. *Geohydrology*. John Wiley & Sons Inc, 1965.
72. DAVIS, STANLEY N. y DE WIEST, R. M. *Hydrogeology*. John Wiley & Sons, Inc., 1966.
73. CHOW, VEN TE (editor). *Handbook of applied hydrology*. Mc Graw Hill Book Co., 1964.
74. TRANTER, C. J. *Integral transforms in mathematical Physics*. Methuen & Co. Ltd., 1959 (tercera impresión).
75. ERDELYI, A., MAGNUS, W., OBERHETTINGER, F. y TRICOMI, F. G. *Tables of integral transforms*. Mc. Graw Hill Book Co., 1954.
76. ERDELYI, A., MAGNUS, W., OBERHETTINGER, F. y TRICOMI, F. G. *Higher transcendental functions*. Mc. Graw Hill Book Co., 1953.
77. CRANDALL, S. H. *Engineering analysis*. Mc. Graw Hill Book Co., 1956.
78. THEIS, C. V. *Estimating transmissibility from specific capacity*. U.S. Geological Survey, Ground water branch N° 24, 1954.
79. HURR, THEODORE R. "A new approach for estimating Transmissibility from Specific Capacity." *Water Resources Research*, Vol. 2, N° 4, 1966.

INGENIERIA HIDRAULICA

en México

MODELO MATEMATICO "DAS" PARA EL ESTUDIO
DEL COMPORTAMIENTO DE ACUIFEROS

Por
CARLOS CRUICKSHANK V.
y
RUBEN CHAVEZ GUILLEN
INGENIEROS CIVILES

MEXICO. D. F.
1969

Modelo matemático "DAS" para el estudio del comportamiento de acuíferos

Por Carlos CRUICKSHANK V.
y Rubén CHAVEZ GUILLEN
Ingenieros Civiles

NOTA PRELIMINAR

Por el Ing. Ignacio SAINZ ORTIZ *

El inventario de las aguas subterráneas tiene por objeto determinar la presencia, distribución y cuantía de ese recurso en las diversas regiones del país, mediante los estudios hidrológicos necesarios apoyados en las disciplinas técnicas que pueden aportar información aprovechable, tales como la geología, la geofísica, la geoquímica, etc. Una vez alcanzado ese objetivo, podrán explotarse los acuíferos en forma racional.

La explotación de las aguas subterráneas no debe realizarse necesariamente a un ritmo fijo compatible con la recarga media a los acuíferos y según una distribución de pozos preestablecida, sino que podrá estar sujeta, en un momento dado, a variaciones de acuerdo con las condiciones generales que priven en la región que se estudia. Estas alternativas de explotación deberán analizarse para prever las consecuencias que pueden acarrear en el comportamiento de los acuíferos.

El análisis directo de cada alternativa de explotación representa un trabajo abrumador que sólo se justificaría en casos excepcionales. Afortunadamente, con el advenimiento de las computadoras electrónicas, el análisis puede realizarse sencilla y rápidamente mediante modelos, que pueden ser analógicos o matemáticos, según que la computadora sea analógica o digital. Los modelos analógicos, si bien podrían considerarse como más objetivos, resultan costosos y difíciles de calibrar; por el contrario, los modelos matemáticos son baratos y su calibración más sencilla.

Aprovechando que esta Secretaría de Recursos Hidráulicos adquirió una computadora digital

* Director de Aguas Subterráneas, Jefatura de Irrigación y Control de Ríos.

CDC 3100, los ingenieros Carlos Cruickshank Villanueva y Rubén Chávez Guillén, de la Dirección de Aguas Subterráneas, desarrollaron un modelo matemático para el estudio de los acuíferos, el cual se presenta detalladamente en el presente artículo junto con su aplicación práctica al estudio de diversas alternativas de explotación para el acuífero que actualmente se aprovecha en la Costa de Hermosillo, Sonora.

I. INTRODUCCION

1.1. OBJETO DEL MODELO

La etapa más avanzada en el estudio de un acuífero consiste en el establecimiento de un modelo que reproduzca su comportamiento.

El modelo tiene por objeto estudiar el comportamiento dinámico o respuesta del acuífero a las sollicitaciones a que se le somete. En otras palabras, permite conocer la variación en sus condiciones piezométricas, producida por un determinado régimen de explotación o alimentación.

Es posible, entonces, una vez que se ha logrado la calibración del modelo, predecir cuáles serán las condiciones piezométricas del acuífero para diferentes condiciones de explotación en el tiempo y diversas distribuciones de las extracciones; esto permitirá optimizar el aprovechamiento de los recursos del acuífero.

1.2. FORMACION DEL MODELO

Para el planteo del modelo se requiere, principalmente, conocer la geometría del acuífero (extensión, fronteras, etc.) y sus características físicas (transmisibilidad y almacenaje). Otros datos adicionales, especialmente útiles para calibrar el

modelo, son: su "historia piezométrica" en un periodo dado y los regímenes de extracción y alimentación en ese mismo periodo.

La geometría puede conocerse mediante estudios geológicos, perforaciones de exploración, registros eléctricos, etc.

Las características físicas pueden obtenerse con pruebas de bombeo; sin embargo, el costo de las pruebas necesarias para obtenerlas con el detalle requerido en un modelo, es demasiado alto; por esta razón sus valores se suponen, inicialmente, basándose en capacidades específicas, pruebas de bombeo aisladas, tipo de acuífero (libre, confinado...), etc., y se van corrigiendo por un procedimiento de tanteos, hasta encontrar un grupo de valores que permitan reproducir, con aproximación razonable, la historia piezométrica del acuífero partiendo de condiciones piezométricas iniciales y de los regímenes de extracción y alimentación conocidos en el periodo elegido para la calibración del modelo.

Según sea el procedimiento utilizado en la solución de las ecuaciones que representan matemáticamente el comportamiento dinámico del acuífero, los modelos pueden ser:

Modelo analógico eléctrico

En este modelo se utiliza la analogía que existe entre el flujo de corriente eléctrica en un conductor y el flujo de agua en un medio poroso. El acuífero se representa por una red de resistencia y condensadores; la corriente eléctrica, el potencial y la capacitancia, son análogos al caudal de flujo de agua subterránea, la elevación piezométrica y el almacenaje del acuífero, respectivamente. La respuesta del acuífero se obtiene midiendo el potencial en los nodos de la malla, el cual representa la elevación piezométrica a una escala previamente definida.

La principal ventaja de este tipo de modelo es su objetividad, ya que la malla de elementos eléctricos puede construirse sobre un tablero en el que se reproduzca fotográfica o esquemáticamente la zona en estudio, teniendo así, por lo menos aparentemente, una relación más directa con el problema, pero son costosos y laboriosa su calibración.

Modelo matemático

En este modelo las ecuaciones de movimiento son reemplazadas por un sistema equivalente de ecuaciones simultáneas, cuya solución da los valores de la elevación piezométrica en los nodos de la malla. Como en general el número de ecuaciones es muy grande, la solución del sistema se lleva a cabo en computadoras digitales, utilizando técnicas de integración numérica.

Las ventajas de estos modelos radican en su bajo costo, facilidad de manejo y mayor rapidez en su calibración, ya que puede intentarse, incluso, una calibración directa eliminando el procedimiento de tanteos.

II. DESARROLLO DEL MODELO

2.1. ECUACION DEL MOVIMIENTO

La ecuación del movimiento transitorio en un acuífero está basada fundamentalmente en la ley de Darcy y el principio de la conservación de la masa. La ley de Darcy en forma diferencial se expresa:

$$V_r = -K_r \frac{\partial H}{\partial r} \quad (2.1)$$

donde:

V_r = velocidad en el sentido de un eje de distancias r .

K_r = permeabilidad del medio en la dirección r .

H = carga o altura piezométrica en el punto considerado.

El principio de conservación de la masa indica que el flujo neto de entrada a un volumen V , más una cierta masa generada dentro del volumen por unidad de tiempo, es igual al incremento de masa, dentro del volumen, por unidad de tiempo. Lo anterior se expresa por la siguiente ecuación:

$$-\oint_A \bar{v} \cdot d\bar{a} + \iiint_V \rho_f' dV = \iiint_V S_s \frac{\partial H}{\partial t} dV \quad (2.2)$$

donde:

ρ = masa específica del fluido.

\bar{v} = velocidad del fluido a través del elemento $d\bar{a}$ de la superficie que rodea el flujo (sentido positivo hacia afuera del elemento volumétrico).

F = volumen del fluido creado por unidad de volumen y por unidad de tiempo.

S_s = almacenamiento específico del medio, o sea: el volumen del fluido que queda almacenado en un volumen unitario del medio, debido a un aumento unitario de carga.

t = tiempo.

La primera integral de (2.2) está llevada sobre toda la superficie que rodea al volumen considerado y representa la masa neta de fluido que entra por dicha superficie en la unidad de tiempo.

La segunda integral representa la masa "creada" dentro del volumen por unidad de tiempo; la conveniencia de introducir este término en el tratamiento de acuíferos se verá en el inciso siguiente.

La integral del miembro derecho de (2.2) representa el cambio de masa por unidad de tiempo, dentro del volumen considerado.

La solución de las ecuaciones (2.1) y (2.2) en casos reales, en los que existe una variación no expresable funcionalmente de características del medio y de efectos exteriores, conviene efectuarla por métodos numéricos. Normalmente el cálculo se plantea a partir de las ecuaciones diferenciales de movimiento y se procede por incrementos finitos sobre una malla de puntos en la región considerada. Otro enfoque es el de partir directamente de la expresión integral (2.2) y aplicarla a elementos de volumen finitos dentro de la región en estudio; la variación con el tiempo se debe tratar por incrementos finitos, por lo que en cada intervalo de tiempo se calculan valores medios del miembro izquierdo de (2.2).

2.2. PLANTEO DEL MODELO EN ACUIFEROS POR EL METODO DE INCREMENTOS FINITOS EN EL TIEMPO SOBRE ELEMENTOS VOLUMETRICOS FINITOS

El flujo de agua dentro de un acuífero puede considerarse, en la gran mayoría de los casos, como un flujo laminar plano; para tomar en cuenta la variación tanto de permeabilidad como de espesor de flujo, se introduce un parámetro que los engloba a ambos, llamado Coeficiente de Transmisibilidad, definido como: $T_r = K_r b$, donde b es el espesor de flujo.

En esta forma los elementos finitos para el tratamiento de acuíferos pueden considerarse celdas planas (en realidad columnas de altura variable como se indica en la fig. 1), en las que el flujo considerado en la primera integral de (2.2) tiene lugar a través del perímetro que limita a la celda.

En la realidad existen flujos normales a la superficie considerada, tales como extracciones por bombeo, infiltraciones a lo largo de ríos y canales, alimentaciones de otros acuíferos, etc.; este tipo de flujos constituyen las influencias externas al acuífero cuyos efectos se tratan de evaluar por medio del modelo; para tomarlos en cuenta se introduce la segunda integral de la ecuación (2.2), y los flujos normales a la superficie plana del elemento se consideran como "generados" dentro del elemento.

De acuerdo con lo anterior, al suponer constante la masa específica del agua, la expresión (2.2) se transforma en:

$$-\oint_p b \bar{v} \cdot d\bar{p} + \iint_A b F' dA = \iint_A S \frac{\partial H}{\partial t} dA \tag{2.3}$$

donde:

S = coeficiente de almacenamiento del acuífero (= $S_r b$).

p = perímetro.

La integral de superficie se ha transformado en una integral de línea, y las integrales de volumen se transforman en integrales de superficie.

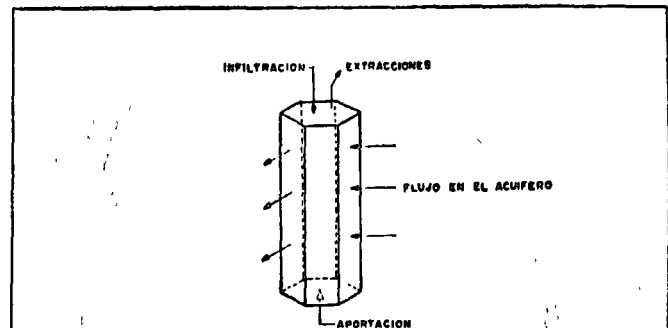


FIG. 1.-ESQUEMA DE UN ELEMENTO VOLUMETRICO

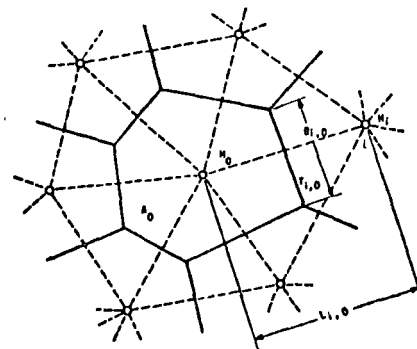


FIG. 2.-ELEMENTO PLANO

La evaluación numérica de las integrales de (2.3) para cada elemento depende de su forma y de las hipótesis que se supongan válidas dentro de él. Por ejemplo, Zienkiewicz,² en un análisis de esfuerzos planos y de flujo plano en medios porosos, utiliza elementos triangulares y supone una distribución lineal de desplazamientos y alturas piezométricas, respectivamente; para fijar las ecuaciones de movimiento utiliza el principio del trabajo mínimo.

Una forma conveniente de hacer el cálculo numérico de los términos de la ecuación (2.3), es la de escoger los elementos finitos como polígonos de influencia de puntos adecuadamente localizados en la zona en estudio. Este arreglo fue introducido por MacNeal,³ y adoptado por Tyson y Weber⁴ en modelos de acuíferos; se supone en este esquema, que cada elemento tiene características representativas del área que cubre.

Tanto el elemento triangular como el poligonal tienen la ventaja de formar un arreglo asimétrico e irregular que permite disminuir la amplitud de la malla donde sea necesario, como en lugares de fuerte extracción, fronteras irregulares, zonas de fuerte gradiente, etc.

En lo que sigue, se adoptará el esquema poligonal (fig. 2) en el desarrollo del modelo matemático. Para su trazo se procede inicialmente a cu-

brir la zona estudiada con una malla de triángulos aproximadamente equiláteros, de tamaño variable, elegido según el detalle que se desee obtener en la configuración; es decir, los de menor área se trazan en zonas de fuertes evoluciones piezométricas, cambios bruscos de las características físicas, etcétera; los localizados en la periferia de la zona cubierta, se trazan de manera que sus lados sigan aproximadamente las fronteras previamente definidas.

A continuación se traza el polígono de influencia de cada nudo, definiendo sus vértices por las intersecciones de las mediatrices de los triángulos que tienen como vértice común al nudo considerado.

Al utilizar este esquema, la primera integral de 2.3 se convierte en una suma de caudales de la forma:

$$b\bar{v} \cdot \Delta p = bK_r \frac{\partial H}{\partial r} \Delta \bar{p} = T_r \frac{\partial H}{\partial r} \Delta \bar{p}$$

ya que el gradiente hidráulico es normal al segmento de perímetro Δp de la celda. El gradiente se calcula como el cociente de la diferencia de alturas piezométricas en dos elementos contiguos entre la longitud del segmento que une sus centros; en un intervalo de tiempo, el gradiente se toma como el promedio de sus valores al inicio y al final del mismo intervalo. El coeficiente de transmisibilidad se calcula como el promedio de los valores representativos de las dos celdas.

De acuerdo con lo anterior, el primer término de la ecuación (2.3) se puede escribir:

$$-\oint_{\bar{i}_o} b\bar{v} \cdot d\bar{p} = \frac{1}{2} \sum_i^n Y_{i_o} \left[H_{i,k+1} - H_{o,k+1} + H_{i,k} - H_{o,k} \right] \quad (2.4)$$

en la que:

$$Y_{i_o} = \frac{1}{2} (T_i + T_o) \frac{B_{i_o}}{L_{i_o}}$$

T_o = transmisibilidad del elemento o.

T_i = transmisibilidad del elemento i.

\bar{i}_o = segmento \bar{i}_o .

L_{i_o} = longitud del segmento \bar{i}_o .

B_{i_o} = longitud del lado del polígono normal al segmento \bar{i}_o (ancho de flujo).

$H_{i,k}$ = altura piezométrica del nudo i en el instante k.

n = número de elementos adyacentes al elemento o.

El segundo término de la ecuación, que toma en cuenta los flujos normales a la superficie considerada, se substituirá por un caudal, $Q_{o,k}$ (caudal neto medio, normal al elemento o, en el intervalo de tiempo k), valuado en cada elemento de acuer-

do con las extracciones por bombeo, aportación por infiltración vertical, etc.

Finalmente, el miembro de la derecha de (2.3) que representa la variación del almacenamiento dentro del volumen considerado, por unidad de tiempo, se valorará como:

$$\frac{A_o S_o}{\Delta t} \left[H_{o,k+1} - H_{o,k} \right] \quad (2.5)$$

en la que:

A_o = Área del elemento o.

S_o = Coeficiente de almacenaje del elemento o.

Δt = Intervalo de tiempo.

Substituyendo en (2.3) las expresiones (2.4) y (2.5) se tiene:

$$\frac{1}{2} \sum_i^n Y_{i_o} \left[H_{i,k+1} - H_{o,k+1} + H_{i,k} - H_{o,k} \right] + Q_{o,k} = \frac{A_o S_o}{t} \left[H_{o,k+1} - H_{o,k} \right] \quad (2.6)$$

en la que todos los términos han sido definidos anteriormente.

Aplicando la expresión (2.6) a todos los elementos del área en estudio, se obtiene un sistema de ecuaciones lineales donde las incógnitas son las alturas piezométricas en el instante $k + 1$, supuestas conocidas las características del acuífero, los caudales de extracción y aportación, y la distribución de alturas piezométricas en el instante k.

2.3. METODO DE SOLUCION

El sistema de ecuaciones resultante constituye un esquema implícito de solución de la ecuación del movimiento (Ecuación de difusión).⁵ Este esquema tiene la ventaja de ser convergente (la solución aproximada tiende a la solución exacta al disminuir el tamaño de la malla) y estable (los errores de redondeo de cifras se amortiguan al aplicar el esquema hacia adelante en el tiempo) para cualquier tamaño de la malla espacial (área de los elementos) y de la malla temporal (intervalo de tiempo).

El método más conveniente para resolver el sistema es el iterativo de Gauss-Seidel. Para dar una primera aproximación a la solución y disminuir el número de iteraciones, es conveniente introducir como valores iniciales a los obtenidos en la solución explícita:

$$H_{o,k+1} = \frac{\Delta t}{A_o S_o} \left[-Q_{o,k} + \sum_i^n Y_{i_o} (H_{i,k} - H_{o,k}) \right] + H_{o,k} \quad (2.7)$$

Dicha solución puede aplicarse directamente, pero tiene la limitación de ser válida (convergente y estable) aproximadamente para valores de:

$$r = \frac{T \Delta t}{S A} < \frac{1}{n}$$

2.4. PROGRAMA PARA COMPUTADORA DIGITAL

El programa elaborado para ejecutar el planteo y solución del sistema de ecuaciones en una computadora digital, consta, principalmente, de dos secuelas de cálculo: en la primera de ellas se define la geometría del modelo y en la segunda se plantea y resuelve el sistema de ecuaciones.

2.4.1. Entrada de datos

Los datos que deben proporcionarse a la computadora para el desarrollo de las secuelas, se enlistan a continuación:

Número total de nudos.

Número de nudos que definen las fronteras impermeables.

Número de nudos que definen las fronteras de carga constante.

Número de nudos localizados dentro de las fronteras.

Número del último nudo.

Tolerancia en la solución del sistema de ecuaciones.

Intervalos de tiempo considerados.

Duración de cada intervalo.

Coefficiente de sobrerrelajación.

Para cada nudo:

Coordenadas y elevación piezométrica inicial; número de vértices de su polígono de influencia y número de los nudos adyacentes, y

Coefficientes de transmisibilidad y almacenaje.

Número de nudos que definen el perímetro de la zona estudiada.

Número de los nudos exteriores.

Caudal de extracción en su área de influencia, para cada uno de los intervalos de tiempo.

2.4.2. Definición de la geometría del modelo

Para cada nudo se ejecuta la secuela siguiente:

a) Cálculo de las coordenadas de los vértices del polígono de influencia, definidos por las intersecciones de las mediatrices de los triángulos que tienen por vértice común al nudo considerado.

b) Cálculo del área del polígono de influencia en función de las coordenadas de sus vértices.

Las áreas de los polígonos se van acumulando conforme se calculan, obteniendo al final el área

total de la zona estudiada. Se proporciona a la computadora una secuela de cálculo para obtener el área total en función de las coordenadas de los nudos que definen el perímetro, con objeto de verificar la calculada por acumulación de áreas parciales.

2.4.3. Planteo y solución del sistema de ecuaciones

Inicialmente se calcula para cada nudo o elemento:

a) Caudal de flujo a través de cada lado del polígono de influencia, para una diferencia unitaria de carga piezométrica. El cálculo se efectúa utilizando la expresión:

$$Y_{io} = \frac{1}{2} (Tr_i + Tr_o) \frac{B_{io}}{L_{io}}$$

b) Volumen de almacenaje del elemento poligonal correspondiente, para una variación unitaria de la carga piezométrica, utilizando la expresión:

$$\text{Almacenaje} = A_o \times S_o$$

En seguida se procede al planteo y solución del sistema de ecuaciones para el primer intervalo de tiempo, aplicando la expresión (2.6) a cada elemento.

Como primera aproximación a la solución del sistema, se calculan las cargas piezométricas al final del intervalo $H_{o,nk+1}$ utilizando la expresión (2.7), en la que $H_{o,nk}$ es la carga piezométrica inicial.

Con esta primera aproximación, se aplica el método de Gauss-Seidel con el número de iteraciones necesarias para que la solución quede dentro de la tolerancia fijada. La relajación de las incógnitas, efectuadas de acuerdo con dicho método, se afecta de un coeficiente de sobrerrelajación al que se da un valor entre 1 y 2.

Finalmente se imprimen los valores calculados de las cargas piezométricas en los nudos, las cuales constituyen los valores iniciales para la solución del sistema correspondiente al siguiente intervalo de tiempo.

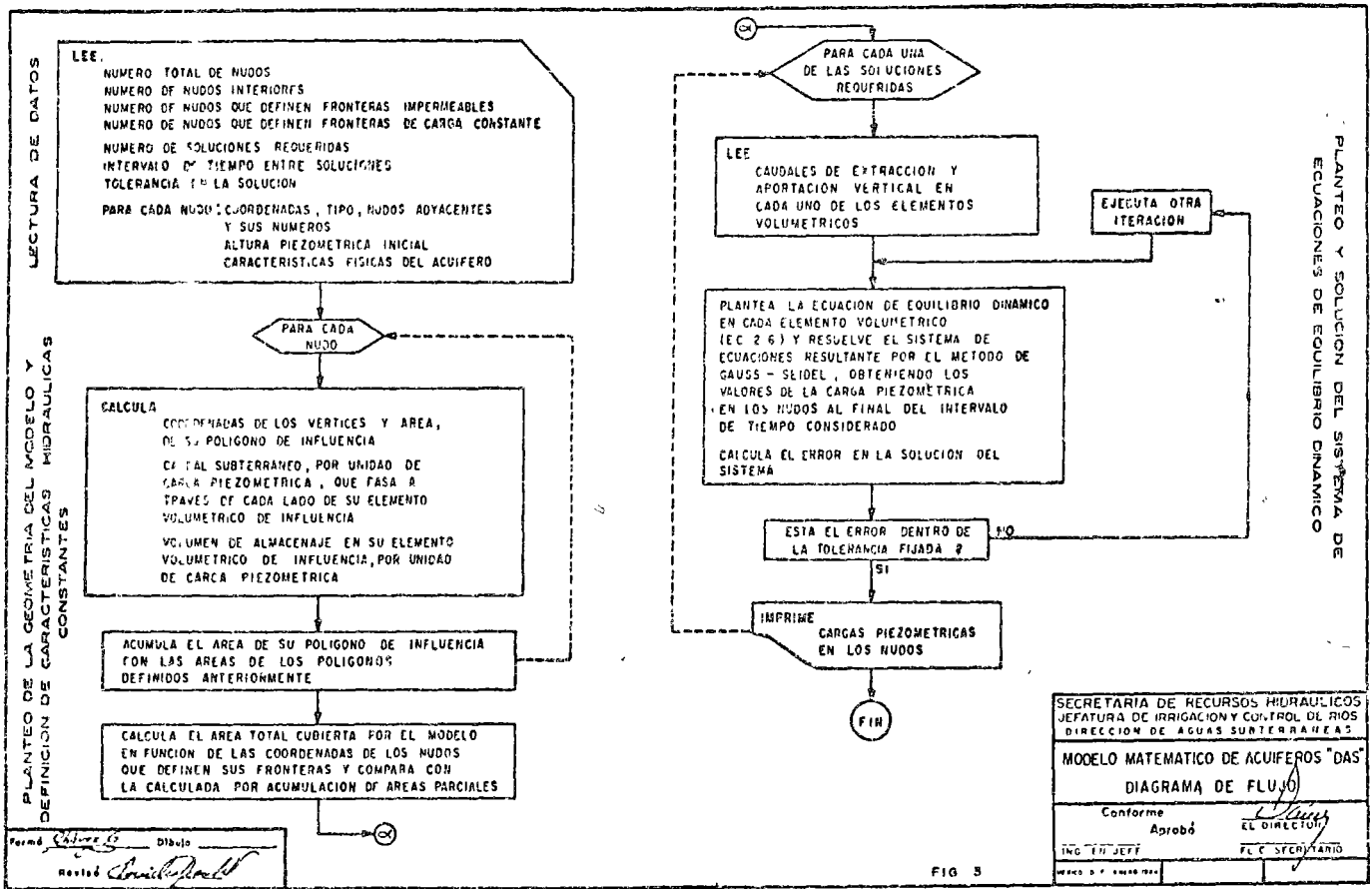
El diagrama de flujo que representa esquemáticamente las secuelas de cálculo descritas, se presenta en la figura 3.

III. APLICACION AL ACUIFERO LIBRE DE LA COSTA DE HERMOSILLO, SON.

3.1. DESCRIPCION

La zona conocida como Costa de Hermosillo se encuentra localizada en la parte central del estado de Sonora, al oeste de la ciudad de Hermosillo.

En esta planicie se estableció el Distrito de Riego Núm. 51, aprovechando las aguas de la presa



Abelardo L. Rodríguez y, principalmente, las aguas extraídas del subsuelo por medio de pozos profundos.

Las explotaciones se han venido efectuando en un acuífero libre, constituido por los depósitos aluviales del río Sonora. Estos depósitos cubren grandes extensiones, formando la planicie costera; tienen un espesor aproximado de 180 a 200 m. y se encuentran sobreyaciendo a un manto arcilloso que constituye, probablemente, la frontera inferior del acuífero explotado.

La recarga del acuífero proviene principalmente de las partes altas de las cuencas de los ríos Sonora y Bacoachi, existiendo también una alimentación por la infiltración de aguas de riego y de aguas meteóricas precipitadas sobre la planicie.

3.2. REGIMEN DE EXPLOTACION Y CONDICIONES PIEZOMETRICAS

La explotación del acuífero se inició en 1945 con un volumen anual de 18 000 000 de m.³, aproximadamente, el cual fue aumentando casi linealmente hasta el año de 1956 en el que las extracciones fueron de 760 000 000 de m.³. A partir de entonces las extracciones se incrementaron hasta un máximo de 1 137 000 000 de m.³, en 1964.⁶ En ese año se impusieron restricciones, reduciéndose la explotación gradualmente hasta alcanzar un volu-

men de 760 000 000 en el ciclo agrícola 1967-1968.

Como consecuencia del bombeo excesivo, se produjeron abatimientos de los niveles piezométricos regionales hasta de 40 m. con respecto a las condiciones iniciales, al grado de que en algunas zonas los niveles estáticos se encuentran actualmente a 25 m. bajo el nivel medio del mar.

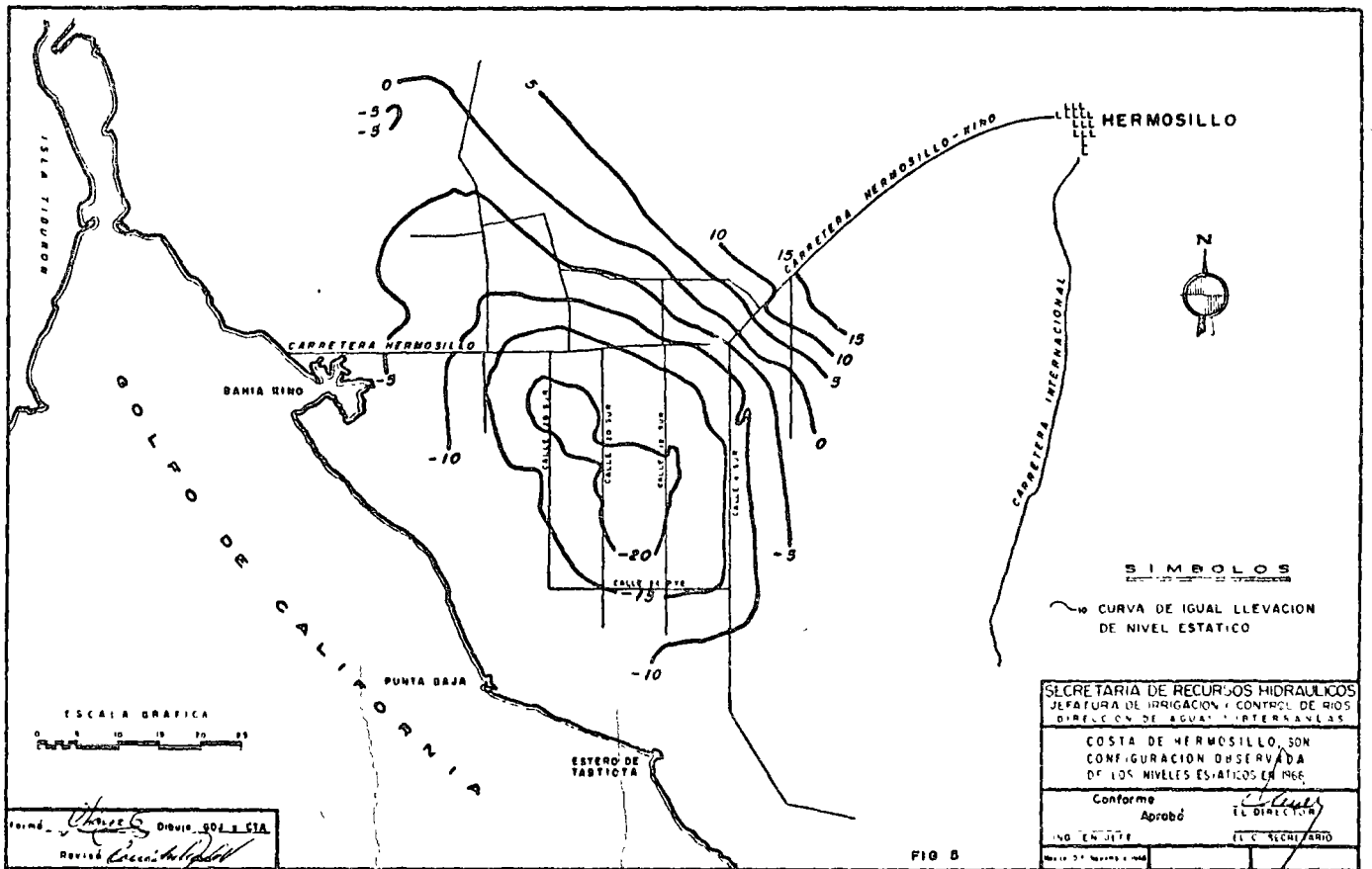
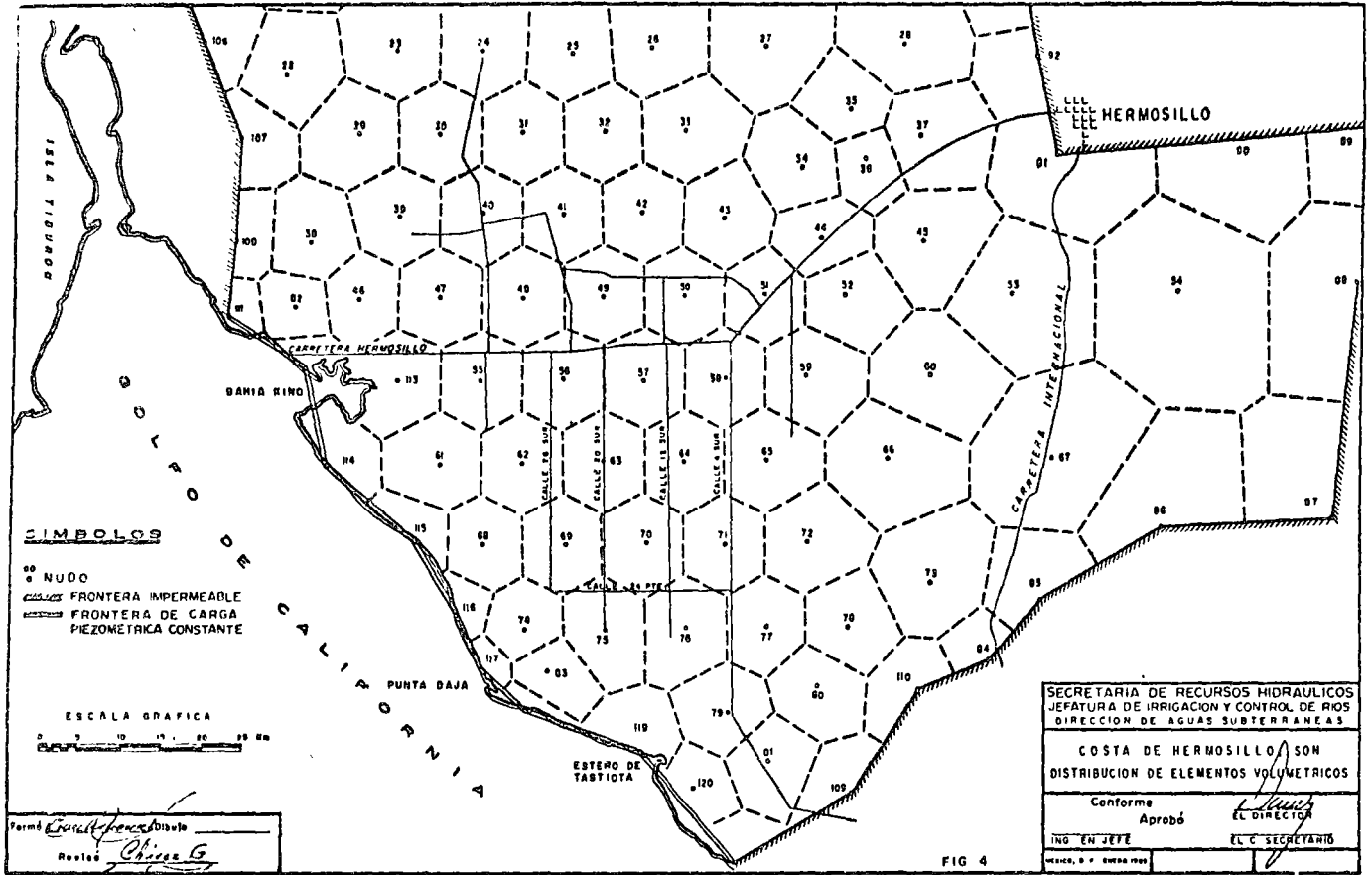
El efecto más nocivo producido por esta sobreexplotación ha sido la intrusión del agua de mar. En un estudio hidrogeológico preliminar, se llegó a la conclusión de que si se continúa el bombeo con la misma intensidad, la intrusión salina invadirá una extensa zona inutilizando gran número de pozos cercanos a la costa; recomendándose, por tal motivo, reducir las extracciones a un volumen de 350 000 000 de m.³ anuales, equivalente a la recarga media anual y relocalizar parte de los pozos en una zona más alejada de la costa.

3.3. PLANTEO DEL MODELO

3.3.1. Geometría

Tomando en cuenta las condiciones piezométricas y geológicas de la zona por estudiar, se definieron sus fronteras de la manera siguiente:

a) Al sur y sureste por el litoral del Golfo de California, cuyo nivel medio se consideró como frontera de carga constante de elevación cero.



b) Al oeste y este por poligonales que siguen aproximadamente el contacto entre la planicie costera y los macizos montañosos que la limitan. Estas fronteras se consideraron como impermeables dadas las características geológicas de los macizos mencionados.

c) No conociendo los límites del acuífero hacia el norte, la zona estudiada se limitó en esa dirección por una poligonal considerada como frontera impermeable, localizada de tal manera que quedara fuera del área de influencia del sistema de pozos.

Seguidamente se cubrió la región limitada con una malla de triángulos, trazando los de menor área en la zona de mayores evoluciones piezométricas. Los polígonos frontera se definieron con los lados exteriores de los triángulos localizados en la periferia de la región. Finalmente se trazaron las áreas de influencia de los nudos (fig. 4).

3.3.2. Condiciones piezométricas iniciales

Para la calibración del modelo se adoptó como condición piezométrica inicial la configuración de los niveles estáticos correspondiente a 1954, que es la más antigua confiable, y se intentó reproducir la configuración de niveles estáticos del año 1966 (fig. 5), y la evolución ocurrida en ese pe-

riodo a partir de las extracciones conocidas en ese intervalo de tiempo.

3.3.3. Extracciones

A partir de 1963 los volúmenes anuales de extracción del sistema se conocen con precisión, ya que en ese año se instalaron medidores en todos los pozos. Para años anteriores, dichos volúmenes son aproximados, ya que se estimaron con base en áreas cultivadas y láminas de riego.

Ya que los únicos datos disponibles eran las extracciones anuales del sistema de pozos, el volumen anual de extracción por pozo tuvo que ser estimado tomando en cuenta su caudal instalado. Los volúmenes estimados para todos los pozos se sumaron para obtener la extracción anual de todo el sistema, haciendo ajustes para llegar al valor conocido.

En el modelo el volumen de extracción en cada nudo, para un año considerado, se calculó como la suma de los volúmenes extraídos, en ese año, por los pozos localizados en su área de influencia.

3.3.4. Características hidrodinámicas

Haciendo la suposición de que el acuífero se comporta esencialmente como un acuífero libre, se dio a las características físicas los valores iniciales.

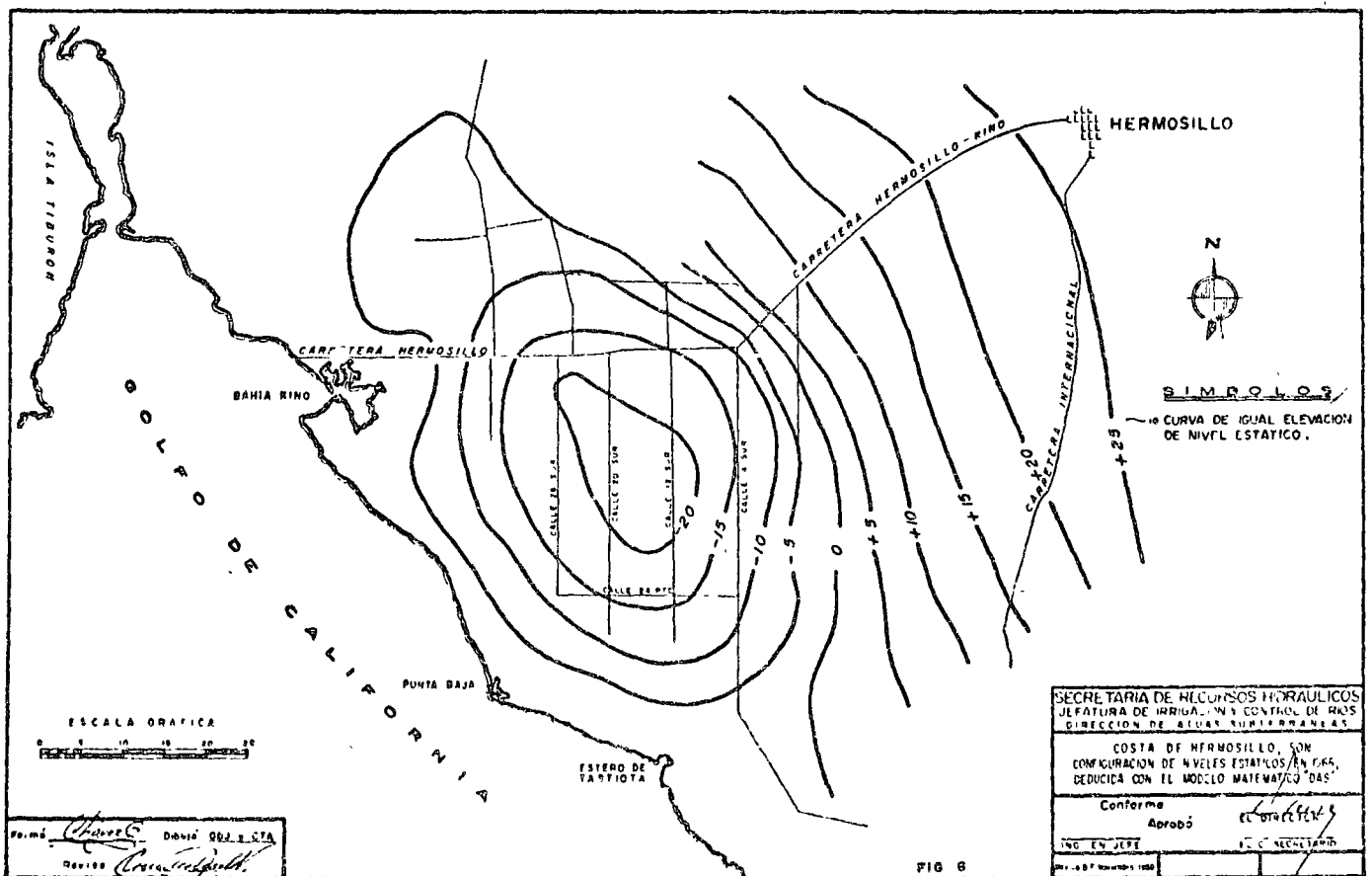


FIG 6

$$T = 0.05 \text{ m.}^2/\text{s.}$$

$$S = 0.08$$

en todos los nudos.

3.3.5. Comparación de resultados y calibración

Con el modelo planteado como se indica en los incisos anteriores y utilizando el programa elaborado para la computadora digital, se calcularon las elevaciones piezométricas en los nudos para los años 1955 a 1966. Seguidamente se trazaron las configuraciones respectivas y las curvas de evolución calculadas para algunos vértices.

En la primera etapa de calibración, los abatimientos y gradientes deducidos con el modelo matemático, resultaron mayores que los reales y la zona de abatimientos máximos apareció en la configuración calculada con un desplazamiento con respecto a su posición en la configuración real; sin embargo, la forma y posición del cono de abatimientos coincidió prácticamente en ambas configuraciones. Por otra parte, comparando las curvas de evolución calculada con las de evolución observada en algunos nudos, se observaron discrepancias muy apreciables, no sólo en el valor absoluto de los abatimientos sino también en la ley seguida por los mismos.

La calibración del modelo consistió en variar, en forma más o menos arbitraria, las características supuestas inicialmente, de manera que la evolución obtenida se fuera ajustando a la historia piezométrica observada.

En la figura 6 se presenta la configuración reproducida después de la octava etapa de la calibración; se presenta también, en las figuras 7 a 10, la evolución observada y la evolución calculada en algunos nudos. Considerando que con los datos disponibles no es posible lograr un mejor ajuste, se aceptaron los valores de T y S de la última etapa de la calibración y se procedió a utilizar el modelo para predecir el comportamiento del acuífero para diferentes alternativas de explotación futura.

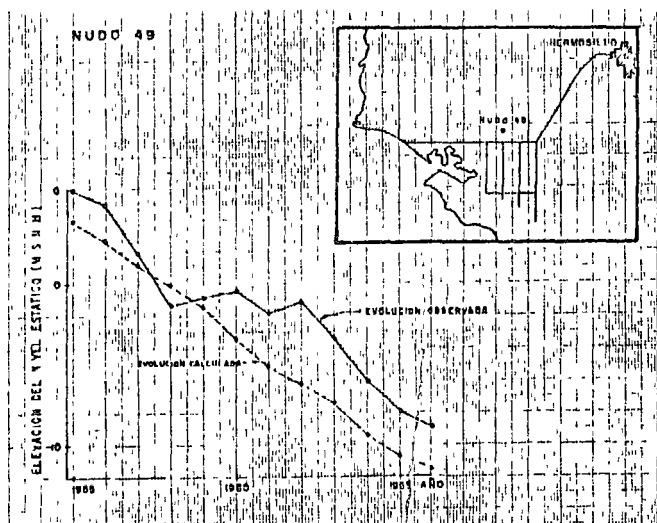


Figura 7

3.3.6. Aplicaciones

Se ha llegado a la conclusión, en estudios realizados, de que la única forma de sostener el volumen actual de extracciones sin aumentar los efectos perjudiciales ya descritos, es cambiando la distribución actual de las extracciones, relocalizando parcial o totalmente el campo de pozos en otra zona más alejada de la costa. Se presenta a continuación, con fines ilustrativos, la aplicación del modelo matemático para deducir el comportamiento del acuífero bajo las cuatro alternativas de redistribución de las extracciones siguientes:

Alternativa 1. Mantener el volumen de extracción de 800 000 000 de m.³/año, con la distribución actual de pozos.

Alternativa 2. Suspender gradual y uniformemente el bombeo de 220 de los pozos más cercanos a la costa, relocalizándolos en otra zona localizada al norte de la explotada actualmente. La operación se efectúa en ocho años a partir de 1969. El caudal de extracción de los pozos relocalizados es del orden de 320 000 000 de m.³/año.

Alternativa 3. Suspender gradual y uniformemente el bombeo de 320 pozos, relocalizándolos al norte de la zona explotada actualmente. La operación se efectúa en ocho años a partir de 1969. El caudal de extracción de los pozos relocalizados es del orden de 600 000 000 de m.³/año.

Alternativa 4. Igual a la anterior, con la diferencia de que el traslado de pozos se efectúa en cuatro años a partir de 1969.

El efecto que cada una de estas alternativas producirá en la evolución de los niveles piezométricos, se determinó para un período que alcanza hasta el año de 1976. Las configuraciones piezométricas obtenidas con cada alternativa, para ese año de 1976, se presentan en las figuras 11 a 14.

La observación de esas figuras permite hacer las siguientes consideraciones:

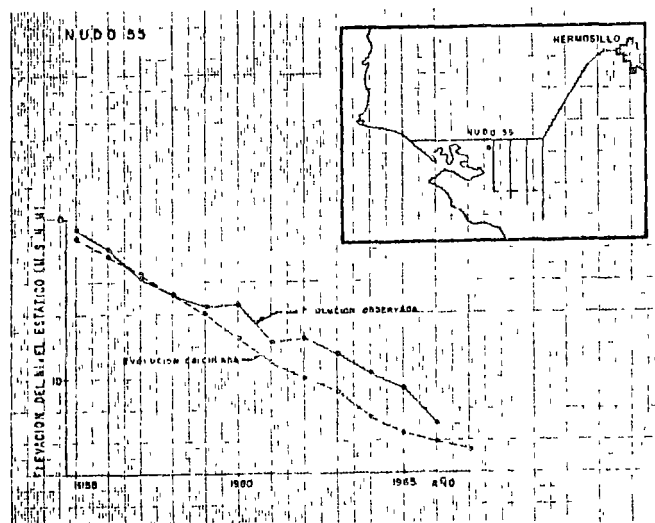


Figura 8

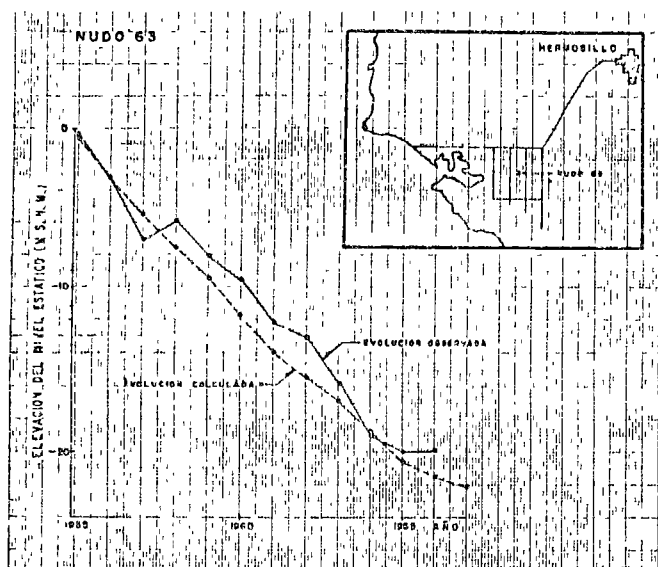


Figura 9

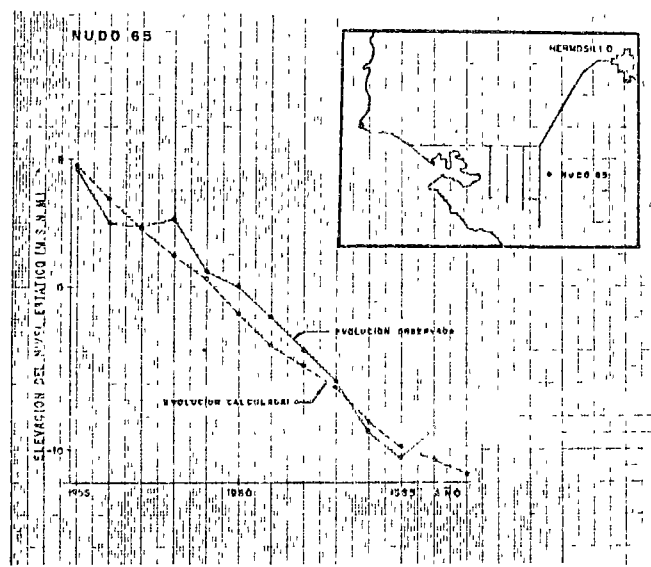


Figura 10

a) La alternativa 1 (fig. 11) no opera en la práctica, ya que la zona más deprimida se amplía considerablemente, dando como consecuencia un incremento sustancial en el gradiente desde la costa. Esto producirá, a su vez, una aceleración en el avance de la intrusión salina, que actualmente se estima del orden de un kilómetro por año, obligando a suspender anualmente la operación de un creciente de pozos que se irán salando.

b) Con la alternativa 2 (fig. 12) la zona más deprimida se reduce apreciablemente y se corre hacia el nordeste. Como consecuencia, el gradiente desde la costa se reduce un 30 por ciento con respecto al de 1966; la velocidad de la intrusión salina disminuye en proporción semejante y la vida útil de los pozos restantes se alarga.

c) Con la alternativa 3 (fig. 13) se producen recuperaciones en la zona deprimida hasta de 10 m., lo cual reduce el gradiente desde la costa en un 40 por ciento y también la velocidad de la intrusión salina. Como en la zona deprimida ya no habrá pozos, no existirá riesgo de extraer el agua salada, ampliándose así la vida útil del acuífero por más de 50 años.

d) Con la alternativa 4 (fig. 14) el efecto de recuperación es más notable y la vida útil del acuífero se alarga aún más.

Las alternativas anteriores se han estudiado con propósitos ilustrativos y habrá que estudiar otras para determinar cuál es el ritmo más adecuado para la relocalización de los pozos, atendiendo a las consideraciones socioeconómicas pertinentes.

IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La utilidad del estudio en modelo de acuíferos se ve claramente en la aplicación hecha al acuífero superior de la Costa de Hermosillo. La obtención del modelo, basado en el comportamiento observado, ha permitido apreciar el efecto de diferentes alternativas futuras de operación, lo que

constituye el primer paso para poder escoger la alternativa óptima. Un resultado de utilidad inmediata es la posibilidad de alargar la vida útil del acuífero, mediante la relocalización de áreas de explotación.

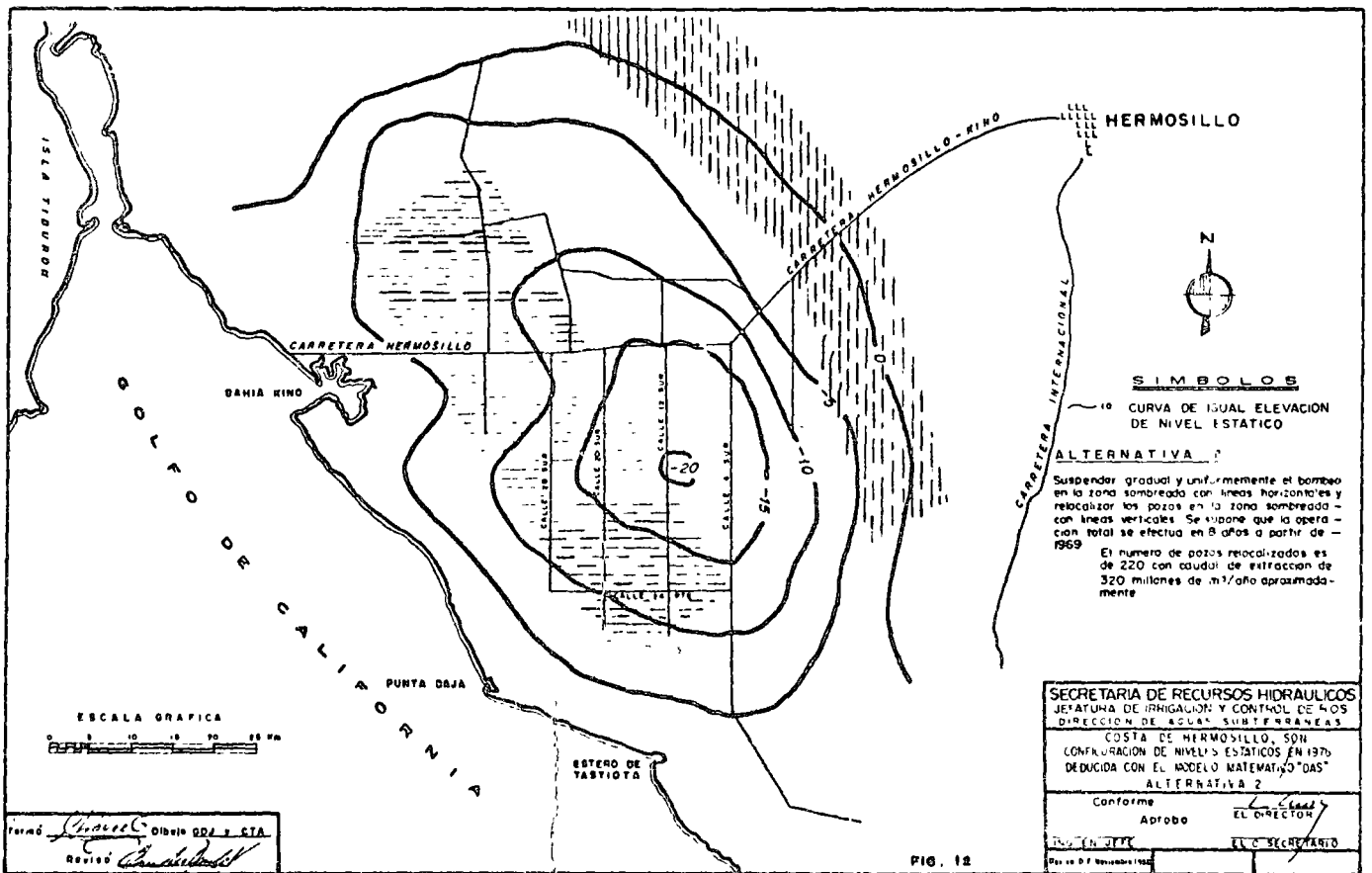
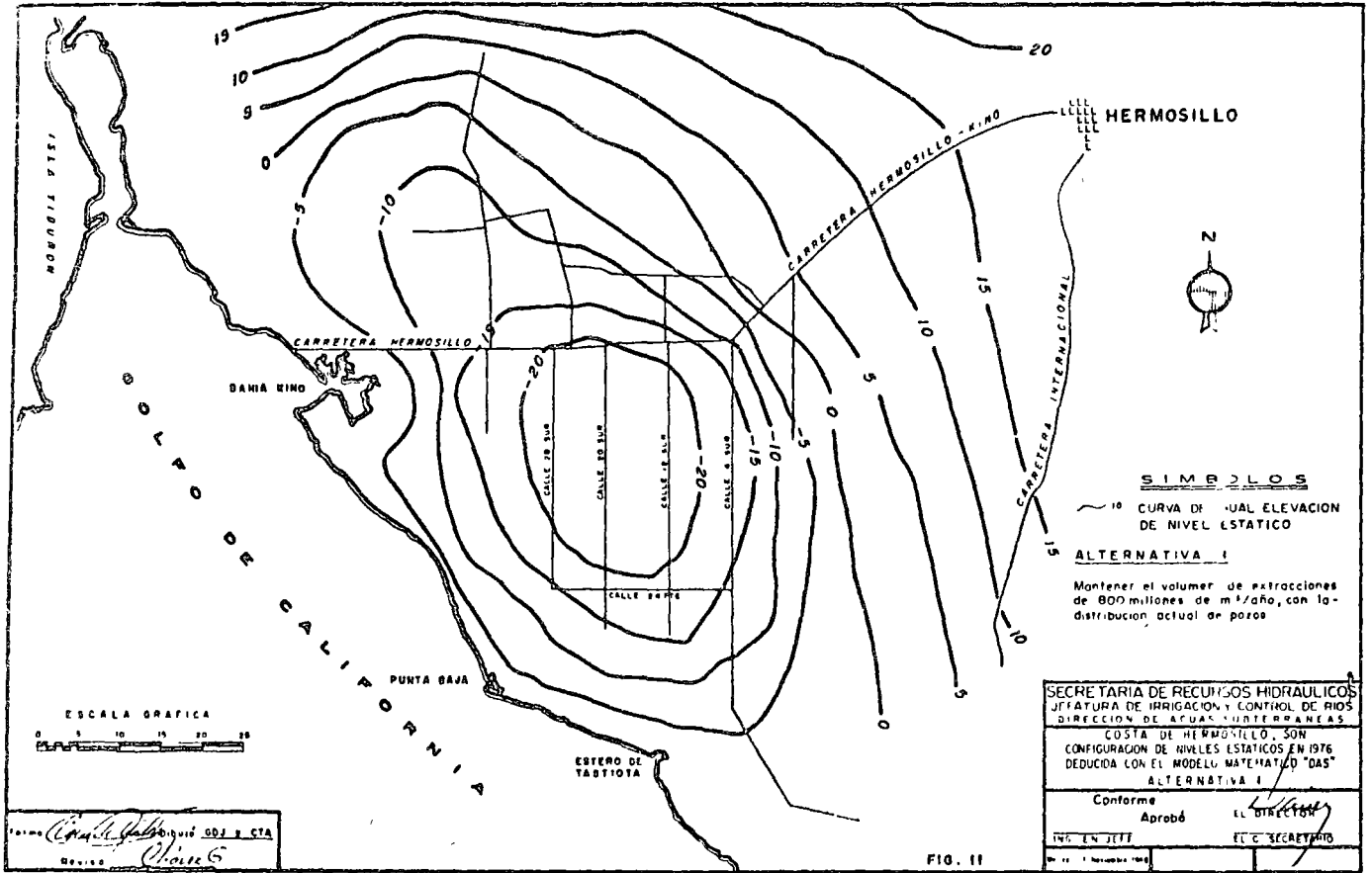
Una vez calibrado el modelo, cada alternativa puede estudiarse en dos o tres días, incluyendo su presentación gráfica, mientras que el cálculo directo representaría un trabajo tan abrumador que no sería práctico realizarlo.

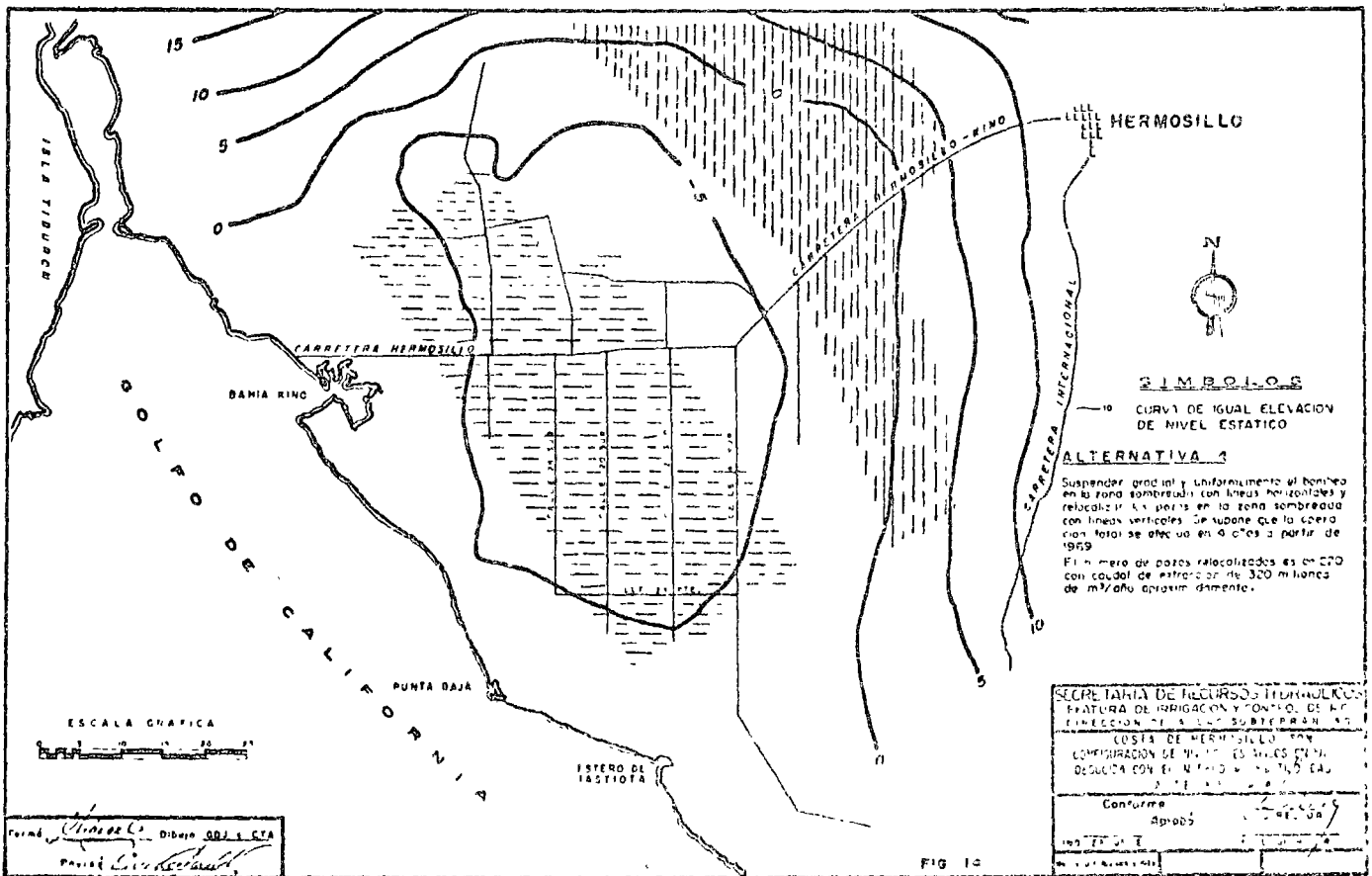
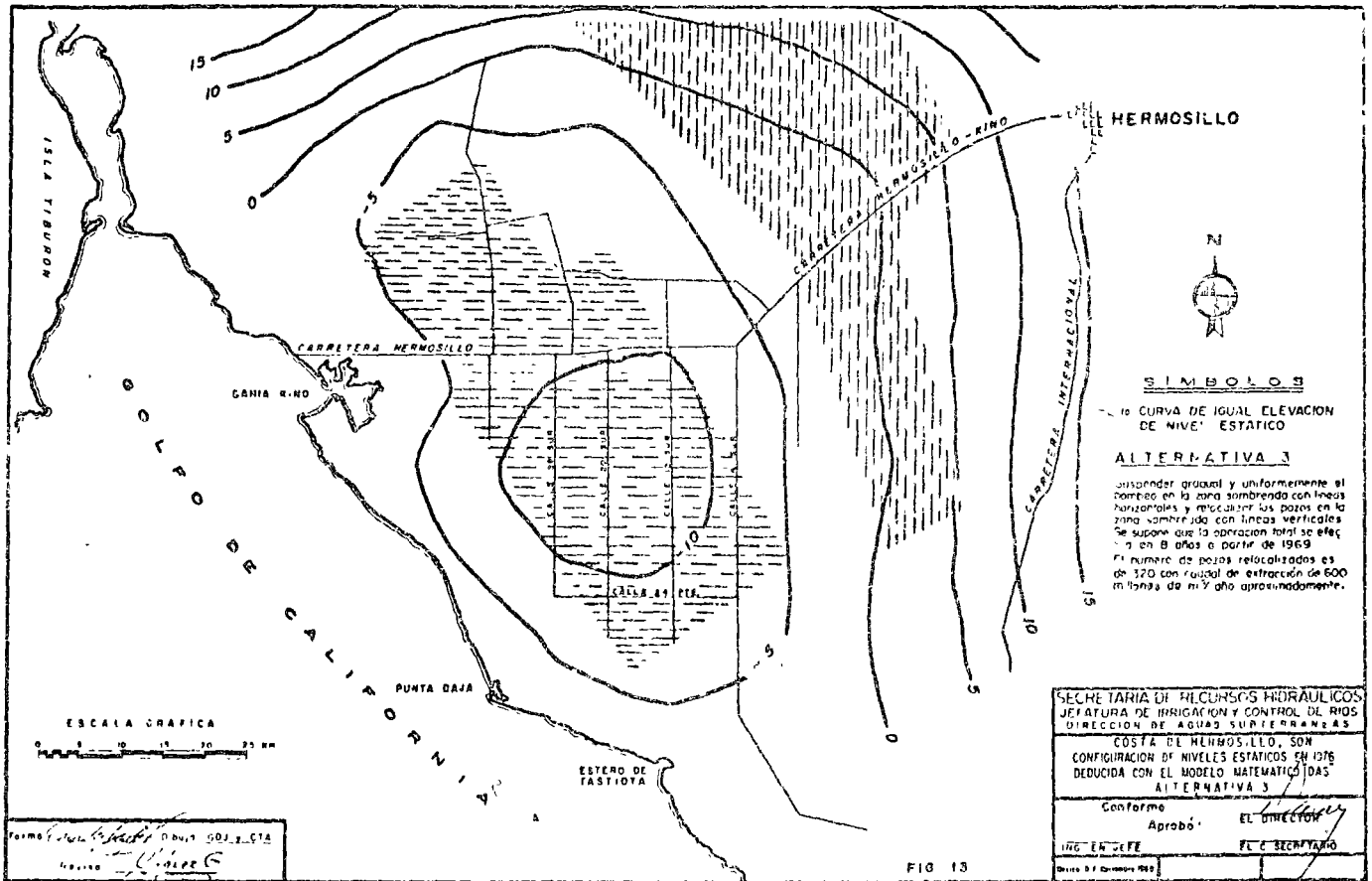
Durante la operación del modelo matemático empleado, se han hecho palpables sus ventajas sobre los modelos de analogía eléctrica. La calibración del modelo de la Costa de Hermosillo se realizó en ocho tanteos, en los que fue posible variar las características de cada uno de los nudos y de las fronteras del acuífero con simples cambios en los datos del programa para computadora. Esta flexibilidad y rapidez no la tienen los modelos de analogía eléctrica. La red empleada tiene, además, la ventaja de adaptarse fácilmente a fronteras irregulares.

Por último, se quiere hacer resaltar la importancia que tiene contar con una historia de evolución piezométrica e hidrometría de las extracciones para calibrar el modelo.

BIBLIOGRAFIA

1. HANTUSH, MAHDI S. *Advances in hydroscience*. Vol. 1, cap. 5 Academic Press, 1964.
2. ZIENKIEWICZ, O. C. *The finite element method in structural and continuum mechanics*, McGraw-Hill, 1967.
3. MACNEAL, R. H. "An asymmetrical finite difference network." *Quarterly of Applied Mathematics*, Vol. XI, Núm. 3, 1953.
4. TYSON, H. N., y E. M. WEBER "Ground-water management for the nation's future computer simulation of ground-water basins." *Proceedings of the A.S.C.E. Journal of the Hydraulics Division*, July, 1964
5. SMITH, G. D. *Numerical solution of partial differential equations*. Oxford Mathematical Handbooks, 1963.
6. Construcciones Ariel, S. A. Estudio hidrogeológico preliminar de los acuíferos de la costa de Hermosillo, Son.







CONTENTS

| | Page | | Page |
|--|------|---|------|
| Symbols and dimensions..... | VI | Aquifer tests by well methods—Continued | |
| Introduction..... | 1 | Nonsteady radial flow without vertical movement— | |
| Divisions of subsurface water in unconfined aquifers..... | 1 | Continued | |
| Saturated zone..... | 1 | Constant drawdown..... | 23 |
| Water table..... | 1 | Straight-line solutions..... | 23 |
| Capillary fringe..... | 2 | Example..... | 25 |
| Unsaturated zone..... | 2 | Instantaneous discharge or recharge..... | 27 |
| Capillarity..... | 2 | “Slug” method..... | 27 |
| Hydrologic properties of water-bearing materials..... | 3 | Example..... | 29 |
| Porosity..... | 3 | Bailer method..... | 29 |
| Primary..... | 4 | Leaky confined aquifers with vertical movement..... | 30 |
| Secondary..... | 4 | Constant discharge..... | 30 |
| Conditions controlling porosity of granular materials.... | 4 | Steady flow..... | 30 |
| Arrangement of grains (assumed spherical and of | 4 | Nonsteady flow..... | 30 |
| equal size)..... | 4 | Hantush-Jacob method..... | 30 |
| Shape of grains..... | 4 | Example..... | 31 |
| Degree of assortment..... | 4 | Hantush modified method..... | 32 |
| Void ratio..... | 4 | Example..... | 32 |
| Permeability..... | 4 | Constant drawdown..... | 34 |
| Intrinsic permeability..... | 5 | Unconfined aquifers with vertical movement..... | 34 |
| Hydraulic conductivity..... | 6 | Example for anisotropic aquifer..... | 36 |
| Transmissivity..... | 6 | Example for delayed yield from storage..... | 38 |
| Water yielding and retaining capacity of unconfined aquifers.. | 6 | Aquifer tests by channel methods—line sink or line source | |
| Specific yield..... | 6 | (nonsteady flow, no recharge)..... | 40 |
| Specific retention..... | 6 | Constant discharge..... | 40 |
| Moisture equivalent..... | 6 | Constant drawdown..... | 41 |
| Artesian wells—confined aquifers..... | 7 | Aquifer tests by areal methods..... | 43 |
| Flowing wells—unconfined aquifers..... | 7 | Numerical analysis..... | 43 |
| Confined aquifers..... | 8 | Example..... | 44 |
| Potentiometric surface..... | 8 | Flow-net analysis..... | 45 |
| Storage properties..... | 8 | Example..... | 45 |
| Storage coefficient..... | 8 | Closed-contour method..... | 46 |
| Components..... | 9 | Unconfined wedge-shaped aquifer bounded by two | |
| Land subsidence..... | 9 | streams..... | 49 |
| Elastic confined aquifers..... | 9 | Methods of estimating transmissivity..... | 52 |
| Nonelastic confined aquifers and oil-bearing | 9 | Specific capacity of wells..... | 52 |
| strata..... | 9 | Logs of wells and test holes..... | 53 |
| Movement of ground water—steady-state flow..... | 10 | Methods of estimating storage coefficient..... | 53 |
| Darcy's law..... | 10 | Methods of estimating specific yield..... | 53 |
| Velocity..... | 10 | Drawdown interference from discharging wells..... | 55 |
| Aquifer tests by well methods—point sink or point source.... | 11 | Relation of storage coefficient to spread of cone of depression.. | 56 |
| Steady radial flow without vertical movement..... | 11 | Aquifer boundaries and theory of images..... | 57 |
| Example..... | 12 | “Impermeable” barrier..... | 57 |
| Partial differential equations for radial flow..... | 13 | Line source at constant head—perennial stream..... | 58 |
| Nonsteady radial flow without vertical movement..... | 15 | Application of image theory..... | 59 |
| Constant discharge..... | 15 | “Safe yield”..... | 61 |
| Example..... | 19 | The source of water derived from wells..... | 62 |
| Straight-line solutions..... | 19 | Examples of aquifers and their development..... | 64 |
| Transmissivity..... | 19 | Valley of large perennial stream in humid region..... | 64 |
| Storage coefficient..... | 21 | Valley of ephemeral stream in semiarid region..... | 64 |
| Example..... | 22 | Closed desert basin..... | 65 |
| Precautions..... | 22 | Southern High Plains of Texas and New Mexico..... | 65 |
| | | Grand Junction artesian basin, Colorado..... | 66 |
| | | References cited..... | 67 |

ILLUSTRATIONS

[Plates are in pocket]

- PLATE 1.** Logarithmic plot of α versus $G(\alpha)$.
2. Type curves for H/H_0 versus Tt/r_c^2 for five values of α
 3. Two families of type curves for nonsteady radial flow in an infinite leaky artesian aquifer.
 4. Family of type curves for $1/u$ versus $H(u, \beta)$, for various values of β .
 5. Logarithmic plot of α versus $G(\alpha, r_w/B)$.
 6. Curves showing nondimensional response to pumping a fully penetrating well in an unconfined aquifer.
 7. Curves showing nondimensional response to pumping a well penetrating the bottom three-tenths of the thickness of an unconfined aquifer.
 8. Delayed-yield type curves.
 9. Logarithmic plot of $\Sigma W(u)$ versus $1/u_p$.

| | Page |
|--|------|
| FIGURE 1. Diagram showing divisions of subsurface water in unconfined aquifers..... | 2 |
| 2-5. Sketches showing— | |
| 2. Water in the unsaturated zone..... | 2 |
| 3. Capillary rise of water in a tube..... | 3 |
| 4. Rise of water in capillary tubes of different diameters..... | 3 |
| 5. Sections of four contiguous spheres of equal size..... | 4 |
| 6. Graph showing relation between moisture equivalent and specific retention..... | 7 |
| 7. Diagrammatic section showing approximate flow pattern in uniformly permeable material which receives recharge in interstream areas and from which water discharges into streams..... | 7 |
| 8. Diagrammatic sections of discharging wells in a confined aquifer and an unconfined aquifer..... | 8 |
| 9. Sketch showing hypothetical example of steady flow..... | 10 |
| 10. Half the cross section of the cone of depression around a discharging well in an unconfined aquifer..... | 11 |
| 11. Semilogarithmic plot of corrected drawdowns versus radial distance for aquifer test near Wichita, Kans..... | 13 |
| 12. Sketch of cylindrical sections of a confined aquifer..... | 14 |
| 13. Sketch to illustrate partial differential equation for steady radial flow..... | 18 |
| 14. Logarithmic graph of $W(u)$ versus u | 20 |
| 15. Sketch showing relation of $W(u)$ and u to s and r^2/t , and displacements of graph scales by amounts of constants shown..... | 20 |
| 16. Logarithmic plot of s versus r^2/t from table 6..... | 25 |
| 17-19. Semilogarithmic plot of— | |
| 17. s_w/Q versus t/r_w^2 | 26 |
| 18. Recovery (s_w) versus t | 28 |
| 19. Data from "slug" test on well at Dawsonville, Ga..... | 33 |
| 20. Logarithmic plot of s versus t for observation well 23S/25E-17Q2 at Pixley, Calif..... | 35 |
| 21. Sketch showing relation of z to b of pumped and observation wells on plates 6 and 7..... | 37 |
| 22-25. Logarithmic plot of— | |
| 22. s versus t for observation well B2-66-7dda2, near Ione, Colo..... | 39 |
| 23. s versus t for observation well 139, near Fairborn, Ohio..... | 41 |
| 24. $D(u)_c$ versus u^2 for channel method—constant discharge..... | 42 |
| 25. $D(u)_h$ versus u^2 for channel method—constant drawdown..... | 44 |
| 26. Sketch showing array of nodes used in finite-difference analysis..... | 46 |
| 27. Plot of Σh versus $\Delta h_0/\Delta t$ for winter of 1965-66, when $W=0$ | 47 |
| 28. Plot of Σh versus $\Delta h_0/\Delta t$ for spring of 1966..... | 47 |
| 29. Sketch showing idealized square of flow net..... | 48 |
| 30. Map of Baltimore industrial area, Maryland, showing potentiometric surface in 1945 and generalized flow lines in the Patuxent Formation..... | 49 |
| 31. Sketch map of a surface drainage pattern, showing location of observation wells that penetrate an unconfined aquifer..... | 50 |
| 32. Example hydrograph from well A of figure 31, showing observed and projected water-level altitudes..... | 50 |
| 33. Graph of s/s_0 versus t taken from hydrograph of well A (see fig 32), showing computation of T/S | 51 |
| 34. Graph of s/s_0 versus Tt/r^2S for $\theta_0=75^\circ$; $\theta/\theta_0=0.20$ | 54 |
| 35. Family of semilogarithmic curves showing the drawdown produced at various distances from a well discharging at stated rates for 365 days from a confined aquifer for which $T=20 \text{ ft}^2\text{day}^{-1}$ and $S=5 \times 10^{-6}$ | 55 |
| 36. Family of semilogarithmic curves showing the drawdown produced after various times at a distance of 1,000 ft from a well discharging at stated rates from a confined aquifer for which $T=20 \text{ ft}^2\text{day}^{-1}$ and $S=5 \times 10^{-6}$ | 56 |
| 37. Idealized section views of a discharging well in an aquifer bounded by an "impermeable" barrier and of the equivalent hydraulic system in an infinite aquifer..... | 57 |
| 38. Generalized flow net in the vicinity of discharging real and image wells near an "impermeable" boundary..... | 58 |
| 39. Effect of "impermeable" barrier on semilogarithmic plot of s versus t/r^2 | 58 |
| 40. Idealized section views of a discharging well in an aquifer bounded by a perennial stream and of the equivalent hydraulic system in an infinite aquifer..... | 58 |

| | Page |
|--|------|
| 41. Generalized flow net in the vicinity of a discharging well dependent upon induced infiltration from a nearby stream..... | 60 |
| 42. Effect of recharging stream on semilogarithmic plot of s versus t/r^2 | 61 |
| 43-47 Diagrammatic sections showing development of ground water from— | |
| 43 Valley of large perennial stream in humid region..... | 64 |
| 44 Valley of ephemeral stream in semiarid region..... | 64 |
| 45 Bolson deposits in closed desert basin..... | 65 |
| 46 Southern High Plains of Texas and New Mexico..... | 66 |
| 47 Grand Junction artesian basin, Colorado..... | 66 |

TABLES

| | Page |
|--|------|
| TABLE 1 Capillary rise in samples having virtually the same porosity, 41 percent, after 72 days..... | 3 |
| 2 Relation of units of hydraulic conductivity, permeability, and transmissivity..... | 5 |
| 3. Land subsidence in California oil and water fields..... | 10 |
| 4 Data for pumping test near Wichita, Kans..... | 12 |
| 5. Values of $W(u)$ for values of u between 10^{-16} and 9^9 | 16 |
| 6 Drawdown of water level in observation wells N-1, N-2, and N-3 at distance r from well being pumped at constant rate of 96,000 ft ³ day ⁻¹ | 19 |
| 7 Values of $G(\alpha)$ for values of α between 10^{-4} and 10^{15} | 24 |
| 8 Field data for flow test on Artesia Heights well near Grand Junction, Colo., September 22, 1948..... | 24 |
| 9 Field data for recovery test on Artesia Heights well near Grand Junction, Colo., September 22, 1948..... | 26 |
| 10. Recovery of water level in well near Dawsonville, Ga., after instantaneous withdrawal of weighted float..... | 29 |
| 11. Postulated water-level drawdowns in three observation wells during a hypothetical test of an infinite leaky confined aquifer..... | 31 |
| 12-14. Drawdown of water levels in— | |
| 12. Observation well 23S/25E-17Q2, 1,400 ft from a well pumping at constant rate of 750 gpm, at Pixley, Calif., March 13, 1963..... | 32 |
| 13. Observation well B2-66-7dda2, 630 ft from a well pumping at average rate of 1,170 gpm, near Ione, Colo., August 15-18, 1967..... | 38 |
| 14. Observation well 139, 73 ft from a well pumping at constant rate of 1,080 gpm, near Fairborn, Ohio, October 19-21, 1954..... | 38 |
| 15. Values of $D(u)_a$, u , and u^2 for channel method—constant discharge..... | 41 |
| 16 Values of $D(u)_b$, u , and u^2 for channel method—constant drawdown..... | 43 |
| 17 Average values of hydraulic conductivity of alluvial materials in the Arkansas River valley, Colorado..... | 53 |
| 18. Computations of drawdowns produced at various distances from a well discharging at stated rates for 365 days from a confined aquifer for which $T=20$ ft ² day ⁻¹ and $S=5 \times 10^{-5}$ | 54 |
| 19. Computations of drawdowns produced after various times at a distance of 1,000 ft from a well discharging at stated rates from a confined aquifer for which $T=20$ ft ² day ⁻¹ and $S=5 \times 10^{-5}$ | 55 |

SYMBOLS AND DIMENSIONS

[Number in parentheses refers to the equation, page, or illustration where the symbol first appears or where additional clarification may be obtained. Symbols are also defined in the text. There is some duplication of symbols because of the desire to preserve the notation used in the original papers.]

| Symbol | Dimensions | Description |
|--|-----------------|--|
| A | L^2 | Area (8), area of influence (145) |
| B | ----- | $1/\sqrt{T/(K'/b')}$ (95) |
| B | L^{-1} | $\sqrt{T/\alpha S_1}$ (107) |
| B | L^2T^{-1} | Constant (140). |
| BE | ----- | Barometric efficiency of artesian well (22). |
| C | ----- | Constant (7). |
| C, C' | L^2 | Constant of proportionality (144). |
| D | LT^{-1} | Discharge rate per unit area (151). |
| $D(u)_c$ | ----- | D (drawn) function of u for constant discharge (112) |
| $D(u)_h$ | ----- | D (drawn) function of u for constant drawdown (118) |
| E_s | $ML^{-1}T^{-2}$ | Bulk modulus of elasticity of solid skeleton of aquifer (20) |
| E_w | $ML^{-1}T^{-2}$ | Bulk modulus of elasticity of water (20) |
| $F(\theta_0, \theta/\theta_0, r/a, Tt/r^2S)$ | ----- | F function of $\theta_0, \theta/\theta_0, r/a, Tt/r^2S$ (p 49) |
| $G(\alpha)$ | ----- | G function of α (68) |
| $G(\alpha, r_w/B)$ | ----- | G function of $\alpha, r_w/B$ (96) |
| H | L | Head inside well at time t after injection or removal of "slug" (75) |
| H_0 | L | Head inside well at instant of injection or removal of "slug" (75). |
| $H(u, \beta)$ | ----- | H function of u, β (91) |
| J | ML^2T^{-2} | Joule (9). |
| $J_0, J_0(x)$ | ----- | Bessel function of zero order, first kind (68), (100). |
| $J_1(x)$ | ----- | Bessel function of first order, first kind (75). |
| K | LT^{-1} | Hydraulic conductivity (13), (92). |
| \bar{K} | LT^{-1} | Average hydraulic conductivity (p 11) |
| K | ----- | Constant r_i/r_p (150) |
| K', K'' | LT^{-1} | Vertical hydraulic conductivity of confining beds (86), (92) |
| K_r | LT^{-1} | Radial hydraulic conductivity (102) |
| K_z | LT^{-1} | Vertical hydraulic conductivity (102) |
| K_0 | ----- | Modified Bessel function of second kind, zero order (96) |
| K_1 | ----- | Modified Bessel function of second kind, first order (96) |
| L_1, L_2 | L | Lengths of two concentric closed contours (137) |
| $L(u, v)$ | ----- | \tilde{L} (leakance) function of u, v (87) |
| M | ----- | Moisture equivalent (18) |
| N_r | ----- | Ratio specific retention/moisture equivalent (18) |

| Symbol | Dimensions | Description |
|--------------------|-----------------|---|
| Q | L^3T^{-1} | Flow rate (8), constant discharge rate (19), total flow (132). |
| Q_b | L^2T^{-1} | Constant discharge rate of drain per unit length of drain (112). |
| Q_b | L^2T^{-1} | Discharge of aquifer to drain per unit length of drain (120). |
| P | $ML^{-1}T^{-2}$ | Pressure (fig. 3). |
| R | LT^{-1} | Recharge rate per unit area (151). |
| S | ----- | Storage coefficient (19). |
| S' | ----- | Corrected value of storage coefficient (64) |
| S', S'' | ----- | Storage coefficients of aquifer and semipervious confining layers (92). |
| S_e | ----- | Early time storage coefficient (107). |
| S_l | ----- | Later time specific yield (107). |
| S_r | ----- | Specific retention (17) |
| S_s, S_s', S_s'' | L^{-1} | Specific storage of aquifer and confining beds, respectively (92) |
| S_v | ----- | Specific yield (16). |
| T | MT^{-2} | Surface tension of fluid (1). |
| T | L^2T^{-1} | Transmissivity (26), (19). |
| TE | ----- | Tidal efficiency of artesian well (22). |
| V | L^3 | Total volume (4) |
| $V(\psi, \tau)$ | ----- | V function of ψ and τ (103). |
| W | LT^{-1} | Rate of accretion (126). |
| $W(u)$ | ----- | W (well) function of u (46). |
| $Y_0(x)$ | ----- | Bessel function of zero order, second kind (68). |
| $Y_1(x)$ | ----- | Bessel function of first order, second kind (77). |
| a | L | Finite length (128). |
| b | L | Thickness of aquifer (p 6). |
| b' | L | Thickness of confining bed (86). |
| cm | L | Centimeter (p'3), (11). |
| cgs | LMT | Centimeter-gram-second (11). |
| d | L | Mean grain diameter (7). |
| d | ----- | Derivative (8) |
| e | ----- | Base of Napierian logarithms, 2.71828 (p 19). |
| ft | L | Foot (13) |
| g | LT^{-2} | Standard acceleration due to gravity (8). |
| gal | L^3 | U.S. gallon (36). |
| g | M | Gram |
| gpd | L^3T^{-1} | Gallons per day (p 6) |
| gpm | L^3T^{-1} | Gallons per minute (p. 8) |
| h | L | Head (8), (116), (130). |
| h_0 | L | Head at node (well) 0 (128), (129). |
| h_1 to h_4 | ----- | Head at nodes (wells) 1 to 4 (fig 26), (128) |
| h_c | L | Height of capillary rise (1). |
| in. | L | Inch (p 9). |
| k | L^2 | Intrinsic permeability (7), (8). |
| kg | M | Kilogram (9) |

| Symbol | Dimensions | Description | Symbol | Dimensions | Description |
|-----------|-----------------|---|------------|-----------------|--|
| l | L | Length of flow (8). | v_m | L^3 | Volume of mineral particles (4). |
| lb | MLT^{-2} | Pound (p. 9). | v_r | L^3 | Volume of water retained against gravity (17). |
| m | L | Meter (9) | v_w | L^3 | Volume of water (4). |
| mm | L | Millimeter (p. 3) | w | L | Length (130) |
| min | T | Minute (36). | x | ----- | Variable of integration (68), (108). |
| n | ----- | $S_o + S_l/S_c$ (108) | x | L | Distance from drain to point of observation (112) |
| n_d | ----- | Number of potential drops (133). | x | L | Coordinate in x direction (126). |
| n_f | ----- | Number of flow channels (132). | y | L | Coordinate in y direction (126). |
| p | $ML^{-1}T^{-2}$ | Pressure (11) | y | ----- | Variable of integration (85), (91). |
| q | LT^{-1} | Rate of flow per unit area (specific discharge) (8), (151) | z | L | Elevation head (99). |
| r | L | Radius or radial distance (1), (19). | z | L | Coordinate in z direction (fig. 21). |
| r_c | L | Radius of casing in interval over which water level fluctuates (76). | ∞ | ----- | Infinity (19) |
| r_i | L | Radial distance from observation well to image well (148) | Σ | ----- | Summation (128) |
| r_p | L | Radial distance from observation well to pumped well (148) | α | ----- | Angle (1), Tt/Sr_w^2 (67), (94), $r_w^2 S/r_c^2$ (76), $(r/B)^2/r^2 S_l$ (107). |
| r_s | L | Radius of well screen or open hole (76) | α | $M^{-1}LT^2$ | $1/E_s$ (21). |
| r_w | L | Radius of discharging well (67), (139). | β | $M^{-1}LT^2$ | $1/E_w$ (21) |
| s | L | Drawdown (19), (114) | β | ----- | Tt/r_c^2 (77), $\frac{r}{4b} \left(\sqrt{\frac{K'S'_i}{KS'_i}} + \sqrt{\frac{K''S''_i}{KS''_i}} \right)$ (92). |
| s' | L | Residual drawdown (81) | γ | $ML^{-2}T^{-2}$ | Specific weight per unit area (20). |
| s_i | L | Drawdown in image well (146). | Δ | ----- | Finite difference, change in (24). |
| s_o | L | Abrupt change in drain level at $t=0$ (118), abrupt change in water level (fig. 32) | ∂ | ----- | Partial derivative (37) |
| s_o | L | Algebraic sum of s_p and s_i (146) | ϵ | ----- | $\frac{x^2}{x^2+1} \exp\{-\alpha nt(x^2+1)\}$ (108) |
| s_p | L | Drawdown in pumped well (146) | η | $ML^{-1}T^{-1}$ | Dynamic viscosity (10) |
| s_w | L | Drawdown in discharging well (67), (139) | θ | ----- | Porosity (4), angle (138) |
| sec | T | Second (9) | θ_o | ----- | Angle (138). |
| t | T | Time since discharge began or stopped (19) | μ | ----- | Micro (10^{-6}) (p. 5) |
| u | ----- | Variable of integration (19), $r^2 S/4Tt$ (45), (85), (91), $x\sqrt{S/4Tt}$ (113) | λ | ----- | Variable of integration (100) |
| u_i | ----- | $(r_i/r_p)^2 u_p$ (149) | ν | L^2T^{-1} | Kinematic viscosity (8), (10). |
| u_p | ----- | $u_i/(r_i/r_p)^2$ (149) | π | ----- | 3 1416 |
| v | L^3T^{-1} | Volume of water per unit time (37). | ρ | ML^{-3} | Density of fluid (1) |
| v | ----- | $r/2\sqrt{K'/b'T}$ (85), (86) | ρ_d | ML^{-3} | Density of dry sample (bulk density) (5). |
| \bar{v} | LT^{-1} | Average velocity (28) | ρ_m | ML^{-3} | Mean density of mineral particles (grain density) (5). |
| v_o | L^3 | Volume of water drained by gravity (16) | ρ_w | ML^{-3} | Density of water (18) |
| v_i | L^3 | Volume of interstices (4) | τ | ----- | Kt/Sb (100), (101); variable of integration (107) |
| | | | φ | L^2T^{-2} | Potential (8). |
| | | | ψ | ----- | r/b (100), (101) |



GROUND-WATER HYDRAULICS

By S. W. LOHMAN

INTRODUCTION

The science of ground-water hydrology is concerned with evaluating the occurrence, availability, and quality of ground water. Although many ground-water investigations are qualitative in nature, quantitative studies are necessarily an integral part of the complete evaluation of occurrence and availability. The worth of an aquifer as a source of water depends largely upon two inherent characteristics—its ability to store and to transmit water.

Thorough knowledge of the geologic framework is essential to understand the operation of the natural plumbing system within it. Ground-water hydraulics is concerned with the natural or induced movement of water through permeable rock formations. The principal method of analysis in ground-water hydraulics is the application, generally by field tests of discharging wells, of equations derived for particular boundary conditions. Prior to 1935, such equations were known only for the relatively simple steady flow condition, which incidentally generally does not occur in nature. The development by Theis (1935) of an equation for the nonsteady flow of ground water was a milestone in ground-water hydraulics. Since 1935 the number of equations and methods has grown rapidly and steadily. These are described in a wide assortment of publications, some of which are not conveniently available to many engaged in ground-water studies. The essence of many of these will be presented and briefly discussed, but frequent recourse should be made to the more exhaustive treatments given in the references cited.

The material presented herein was adapted from the lecture notes which I prepared for a series of five lectures on ground-water hydraulics presented in May 1967 to the students of the 1967 Ground Water School of the Australian Water Resources Council at Adelaide, South Australia. Problems given in the lecture notes have been changed to examples in this report, and the solutions of these examples are complete with tabulated data and data plots. Nine plates and three figures of type curves are reproduced at scales to fit readily available logarithmic or semilogarithmic translucent graph paper, and most of the data plots also are reproduced at scales to fit the proper type curves.

Thus, all the type curves may be used in the solution of actual field problems.

I am indebted to the following colleagues of the Geological Survey for their critical reviews of the lecture notes, or the present version, or both: R. R. Bennett, R. H. Brown, H. H. Cooper, Jr., W. J. Drescher, J. M. Dumeyer, P. A. Emery, J. G. Ferris, C. L. McGuinness, E. A. Moulder, E. A. Sammel, R. W. Stallman, C. V. Theis, and E. P. Weeks.

Before getting into ground-water hydraulics, let us review briefly the divisions of subsurface water and some of the fundamental properties of aquifers.

DIVISIONS OF SUBSURFACE WATER IN UNCONFINED AQUIFERS

Unconfined aquifers composed of granular materials, such as mixtures of clay, silt, sand, and gravel, may contain all or part of the divisions of subsurface water shown in figure 1. All divisions generally are present in areas of relatively deep water table after rather prolonged dry spells. In other areas, the divisions may be present only in part, in order from bottom to top. Thus, beneath lakes, streams, and some swamps, surface water is underlain directly by unconfined ground water and the capillary fringe is absent. In some swamps the saturated part of the capillary fringe reaches the surface, but the unsaturated zone is absent.

SATURATED ZONE

WATER TABLE

The unconfined ground water below the water table (fig. 1) is under pressure greater than atmospheric.

When a well is sunk a few feet into an unconfined aquifer, the water level remains, for a time, at the same altitude at which it was first reached in drilling (fig. 1), but of course this level may fluctuate later in response to many factors. This level is one point on the **water table**, which may be defined as that imaginary surface within an unconfined aquifer at which the pressure is atmospheric (See Hubbert, 1940, p. 897, 898; Lohman, 1965, p. 92.) The water level in wells sunk to greater depths in unconfined aquifers may stand at, above, or below the

| Pressure | Zone | Divisions | Well |
|-------------------------------------|-----------------------------|-------------------------|------|
| Gas phase, equals atmospheric | Unsaturated zone | | |
| Liquid phase, less than atmospheric | | | |
| Less than atmospheric | Saturated zone ¹ | Capillary fringe | |
| Atmospheric | | Water table | |
| Greater than atmospheric | | Unconfined ground water | |

¹As redefined by Hubbert (1940, p 897, 898) See also Lohman (1965, p 92)

FIGURE 1.—Divisions of subsurface water in unconfined aquifers.

water table, depending upon whether the well is in the discharge or recharge area of the aquifer. (See "Flowing Wells—Unconfined Aquifers" and fig. 7.)

Unconfined aquifers containing bodies of perched ground water above the regional water table may have repetitions of all or part of the divisions shown in figure 1.

CAPILLARY FRINGE

The capillary fringe ranges in thickness from a small fraction of an inch in coarse gravel to more than 5 ft in silt. Its lower part is completely saturated, like the material below the water table, but it contains water under less than atmospheric pressure, and hence the water in it normally does not enter a well. The capillary fringe rises and declines with fluctuations of the water table, and may change in thickness as it moves through materials of different grain sizes. Some capillary water may be drawn into wells by way of the saturated zone if the body of capillary water declines into coarser material and moves below the water table within the cone of depression of a discharging well. The saturated part of the capillary fringe was termed the "zone of complete capillary saturation" by Terzaghi (1942) and the "capillary stage" by Versluys (1917).

UNSATURATED ZONE

The **unsaturated zone** contains water in the gas phase under atmospheric pressure, water temporarily or permanently under less than atmospheric pressure, and air or other gases. The fine-grained materials may be temporarily or permanently saturated with water under less than atmospheric pressure, but the coarse-grained materials are unsaturated and generally contain liquid water only in rings surrounding the contacts between grains, as shown in figure 2. The soil may be temporarily saturated with soil water during or after periods of precipitation or flooding. The unsaturated zone may be absent beneath swamps, streams, or lakes. For a more sophisticated account of the unsaturated zone, see Stallman (1964).

CAPILLARITY

The rise of water or other fluids in tubes or in the interstices in rocks or soil may be considered to be caused by (1) the molecular attraction (adhesion) between the solid material and the fluid, and (2) the surface tension of the fluid, an expression of the attraction (cohesion) between the molecules of the fluid.

The molecular attraction between the solid material and the fluid depends in part upon the composition of the fluid and upon the composition and cleanliness of the material, and, as will be shown below, the height of capillary rise is governed by the size of the tube or opening. Water will wet and adhere to a clean floor, whereas it will remain in drops without wetting a floor covered with dust.

The surface of water resists considerable tension without losing its continuity. Thus, a carefully placed greased needle floats on water, as do certain insects having greasy pads on their feet.

In figure 3, the water has risen a height h_c in a tube of radius r immersed in a vessel of water. The relations shown in figure 3 may be expressed

$$\pi r^2 \rho g h_c = 2\pi r T \cos \alpha \quad [MLT^{-2}], \quad (1)$$

where

- r = radius of capillary tube,
- ρ = density of fluid,
- g = acceleration due to gravity,
- h_c = height of capillary rise,
- T = surface tension of fluid, and
- α = angle between meniscus and tube.

Note that, according to equation 1, weight equals lift by surface tension. Solving equation 1 for h_c ,

$$h_c = \frac{2T}{r\rho g} \cos \alpha \quad [L]. \quad (2)$$

For pure water in clean glass, $\alpha = 0$, and $\cos \alpha = 1$. At 20°C, $T = 72.8$ dyne cm^{-1} , ρ may be taken as 1 g cm^{-3} , and

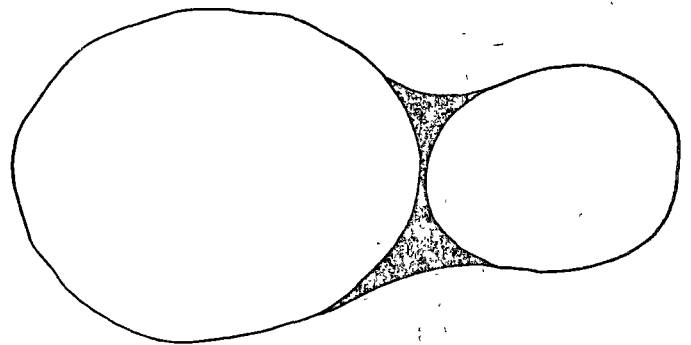


FIGURE 2.—Water in the unsaturated zone.

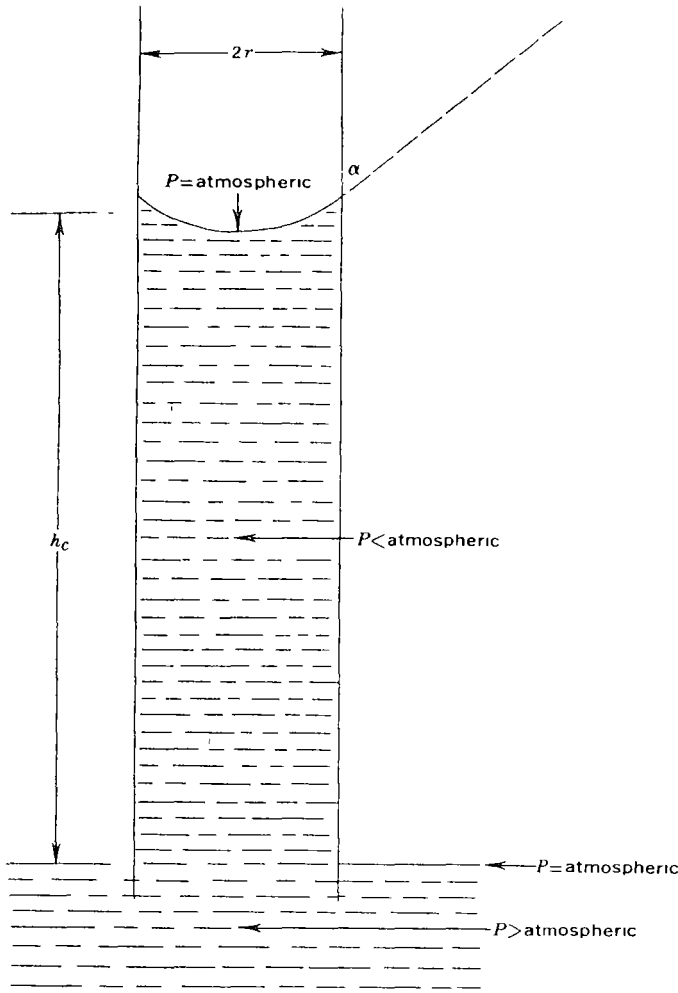


FIGURE 3—Capillary rise of water in a tube (diameter greatly exaggerated).

$g = 980.665 \text{ cm sec}^{-2}$, whence

$$h_c = \frac{0.15}{r} \quad [L] \quad (3)$$

Surface tension is sometimes given in grams per centimeter and for pure water in contact with air, at 20°C, its value is

TABLE 1—Capillary rise in samples having virtually the same porosity, 41 percent, after 72 days

[From A. Atterberg, cited in Terzaghi (1942)]

| Material | Grain size (mm) | Capillary rise (cm) |
|-----------------------|-----------------|---------------------|
| Fine gravel..... | 5-2 | 2.5 |
| Very coarse sand..... | 2-1 | 6.5 |
| Coarse sand..... | 1-0.5 | 13.5 |
| Medium sand..... | 0.5-0.2 | 24.6 |
| Fine sand..... | 2-0.1 | 42.8 |
| Silt..... | 1-0.05 | 105.5 |
| Silt..... | 0.5-0.02 | 1200 |

¹ Still rising after 72 days.

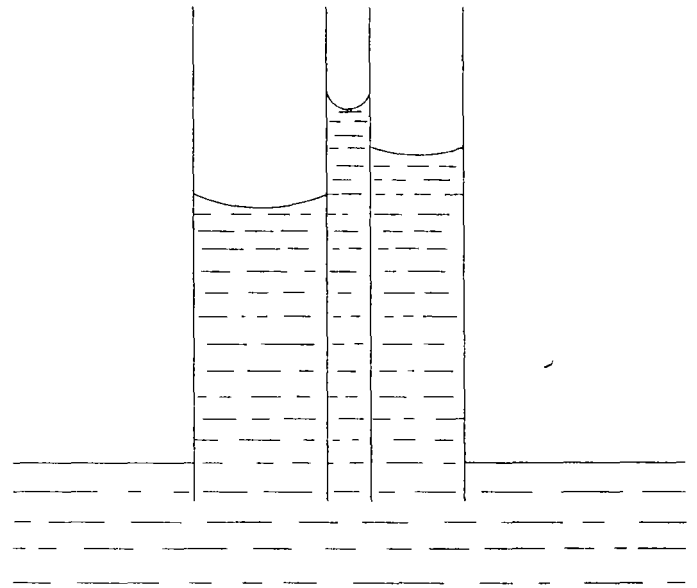


FIGURE 4—Rise of water in capillary tubes of different diameters (diameters greatly exaggerated)

0.074 g cm^{-1} . In order to express it in grams per centimeter, we must divide 72.8 by g , the standard acceleration of gravity, thus $72.8 \text{ dyne cm}^{-1} / 980.665 \text{ cm sec}^{-2} = 0.074 \text{ g cm}^{-1}$

From equation 3 it is seen that the height of capillary rise in tubes is inversely proportional to the radius of the tube. The rise of water in interstices of various sizes in the capillary fringe (fig 1) may be likened to the rise of water in a bundle of capillary tubes of various diameters, as shown in figure 4. In table 1, note that the capillary rise is nearly inversely proportional to the grain size.

HYDROLOGIC PROPERTIES OF WATER-BEARING MATERIALS

POROSITY

The porosity of a rock or soil is simply its property of containing interstices. It can be expressed quantitatively as the ratio of the volume of the interstices to the total volume, and may be expressed as a decimal fraction or as a percentage. Thus

$$\theta = \frac{v_i}{V} = \frac{v_w}{V} = \frac{V - v_m}{V} = 1 - \frac{v_m}{V} \quad [\text{dimensionless}] \quad (4)$$

where

θ = porosity, as a decimal fraction,

v_i = volume of interstices,

V = total volume,

v_w = volume of water (in a saturated sample), and

v_m = volume of mineral particles

Porosity may be expressed also as

$$\theta = \frac{\rho_m - \rho_d}{\rho_m} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_m} \quad [\text{dimensionless}] \quad (5)$$

where

ρ_m = mean density of mineral particles (grain density)
and

ρ_d = density of dry sample (bulk density)

Multiplying the right-hand sides of equations 4 and 5 by 100 gives the porosity as a percentage

PRIMARY

Primary porosity comprises the original interstices created when a rock or soil was formed in its present state. In soil and sedimentary rocks the primary interstices are the spaces between grains or pebbles. In intrusive igneous rocks the few primary interstices result from cooling and crystallization. Extrusive igneous rocks may have large openings and high porosity resulting from the expansion of gas, but the openings may or may not be connected. Metamorphism of igneous or sedimentary rocks generally reduces the primary porosity and may virtually obliterate it.

SECONDARY

Fractures such as joints, faults, and openings along planes of bedding or schistosity in consolidated rocks having low primary porosity and permeability may afford appreciable *secondary porosity*. In some rocks such secondary porosity affords the only means for the storage and movement of ground water. Solution of carbonate rocks such as limestone or dolomite by water containing dissolved carbon dioxide takes place mainly along joints and bedding planes and may greatly increase the secondary porosity. Similarly, solution of gypsum or anhydrite by water alone may greatly increase the secondary porosity.

CONDITIONS CONTROLLING POROSITY OF GRANULAR MATERIALS

ARRANGEMENT OF GRAINS (ASSUMED SPHERICAL AND OF EQUAL SIZE)

If a hypothetical granular material were composed of spherical particles of equal size, the porosity would be independent of particle size (whether the particles were the size of silt or the size of the earth) but would vary with the packing arrangement of the particles. As shown by Slichter (1899, p. 305-328), the lowest porosity of 25.95 (about 26) percent would result from the most compact rhombohedral arrangement (fig. 5A) and the highest porosity of 47.64 (about 48) percent would result from the least compact cubical arrangement (fig. 5C). The porosity

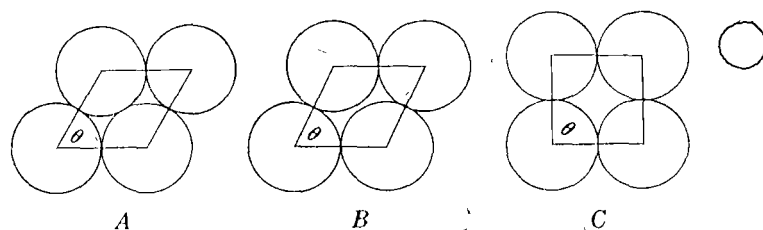


FIGURE 5—Sections of four contiguous spheres of equal size. A, most compact arrangement, lowest porosity; B, less compact arrangement, higher porosity; C, least compact arrangement, highest porosity. Sketches from Slichter (1899, pl. 1).

of the other arrangements, such as that shown in figure 5B, would be between these limits.

SHAPE OF GRAINS

Angularity of particles causes wide variations in porosity and may increase or decrease it, according to whether the particles tend to bridge openings or pack together like pieces of a mosaic.

DEGREE OF ASSORTMENT

The greater the range in particle size the lower the porosity, as the small particles occupy the voids between the larger ones.

VOID RATIO

The **void ratio** of a rock or soil is the ratio of the volume of its interstices to the volume of its mineral particles. It may be expressed:

$$\text{Void ratio} = \frac{v_v}{v_m} = \frac{v_w}{v_m} = \frac{\theta}{1-\theta} \quad [\text{dimensionless}], \quad (6)$$

where the symbols are as defined for equation 4.

PERMEABILITY

The **permeability** of a rock or soil is a measure of its ability to transmit fluid, such as water, under a hydro-potential gradient. Many earlier workers found that the permeability is approximately proportional to the square of the mean grain diameter,

$$k \approx Cd^2 \quad [L^2], \quad (7)$$

where

k = intrinsic permeability,

C = a dimensionless constant depending upon porosity, range and distribution of particle size, shape of grains, and other factors, and

d = the mean grain diameter of some workers and the effective grain diameter of others

INTRINSIC PERMEABILITY

Inasmuch as permeability is a property of the medium alone and is independent of the nature or properties of the fluid, the U.S. Geological Survey is adopting the term "intrinsic permeability," which is not to be confused with hydraulic conductivity as the latter includes the properties of natural ground water. Intrinsic permeability may be expressed

$$k = - \frac{q\nu}{g(dh/dl)} = - \frac{q\nu}{(d\phi/dl)} \quad [L^2] \quad (8)$$

where

- k = intrinsic permeability,
- q = rate of flow per unit area = Q/A ,
- ν = kinematic viscosity,
- g = acceleration of gravity,
- dh/dl = gradient, or unit change in head per unit length of flow, and
- $d\phi/dl$ = potential gradient, or unit change in potential per unit length of flow.

From equation 8 it may be stated that a porous medium has an **intrinsic permeability** of one unit of length squared if it will transmit in unit time a unit volume of fluid of unit kinematic viscosity through a cross section of unit area measured at right angles to the flow direction under a unit potential gradient.

If q is measured in meters per second, ν in square meters per second, ϕ in Joules per kilogram, and l in meters, the unit for k is in square meters. Thus, equation 8 may be written

$$k = - \frac{(m^3)(m^2 \text{ sec}^{-1})}{(m^2)(\text{sec})(-J \text{ kg}^{-1} m^{-1})}$$

$$= - \frac{(m^3)(m^2 \text{ sec}^{-1})}{(m^2)(\text{sec})(-kg \text{ m sec}^{-2} \text{ m kg}^{-1} m^{-1})} = m^2 \quad [L^2] \quad (9)$$

The Geological Survey will express k in square micrometers, $(\mu m)^2 = 10^{-12} m^2 = 10^{-8} cm^2$, which is 10^{-12} times the value in equation 9.

The kinematic viscosity (ν) is related to the dynamic viscosity (η) thus

$$\eta = \nu\rho \quad [ML^{-1}T^{-1}], \quad (10)$$

where ρ = density.

Other expressions for intrinsic permeability referred to in the literature (table 2) involve pressure gradients rather than head or potential gradients and were intended mainly for laboratory use where gas (generally nitrogen) permeameters rather than water permeameters are used. Al-

TABLE 2—Relation of units of hydraulic conductivity, permeability, and transmissivity

(Equivalent values shown in same horizontal lines † indicates abandoned term)

| A Hydraulic conductivity | | |
|--|---|---|
| Hydraulic conductivity (K) | | †Field coefficient of permeability (P _f) |
| Feet per day (ft day ⁻¹) | Meters per day (m day ⁻¹) | †Gallons per day per square foot †(gal day ⁻¹ ft ⁻²) |
| One | 0.305 | 7.48 |
| 3.28 | One | 24.5 |
| 134 | 0.41 | One |
| B Transmissivity (T) | | |
| Square feet per day (ft ² day ⁻¹) | Square meters per day (m ² day ⁻¹) | †Gallons per day per foot †(gal day ⁻¹ ft ⁻¹) |
| One | 0.0929 | 7.48 |
| 10.76 | One | 80.5 |
| 134 | 0.124 | One |
| C Permeability | | |
| Intrinsic permeability | Darcy = | †Coefficient of permeability |
| $k = - \frac{q\nu}{d\phi/dl}$ | $-\frac{q\mu}{dp/dl + \rho g dz/dl}$ | $P \text{ or } P_m = - \frac{q(\text{at } 60^\circ F)}{dh/dl}$ |
| $[(\mu m)^2 = 10^{-8} cm^2]$ | $[0.987 \times 10^{-8} cm^2]$ | $\ddagger[\text{gal day}^{-1} \text{ ft}^{-2} \text{ at } 60^\circ F]$ |
| One | 1.01 | 18.4 |
| 0.987 | One | 18.2 |
| 0.54 | 0.55 | One |

though, as pointed out by Hubbert (1940, p. 921) " * * * this equation is physically erroneous as an expression of Darcy's law, owing to the use of pressure as a potential function * * *," at least one of the expressions has been widely used, so they will be taken up briefly.

In 1930, Nutting (1930, p. 1348) defined a "rational cgs measure of permeability" then in use in his U.S. Geological Survey laboratory, and intended for general use by the petroleum industry, as "the flow in cubic centimeters per second through each square centimeter, of a fluid of 0.01 [poise] viscosity under a pressure of 1 megadyne per centimeter * * *." Nutting doubtless meant a pressure gradient of 1 megabarye per centimeter, or 1 megadyne per square centimeter per centimeter. Thus corrected, Nutting's definition may be expressed, in centimeter-gram-second units,

$$k = - \frac{q\eta}{dp/dl}$$

$$= - \frac{(cm^3)(10^{-2} \text{ dync-sec cm}^{-3})}{(cm^2)(\text{sec})(-10^6 \text{ dyne cm}^{-2} \text{ cm}^{-1})}$$

$$= 10^{-8} cm^2 = (\mu m)^2 \quad [L^2]. \quad (11)$$

Four years later Wyckoff, Botset, Muskat, and Reed (1934, p. 166) seemingly ignored the Nutting definition of permeability in consistent units and proposed the darcy in inconsistent units, wherein the atmosphere was used in

place of the megabarye. Thus

$$\begin{aligned} \text{darcy} &= - \frac{(\text{cm}^3)(10^{-2} \text{ dyne-sec cm}^{-2})}{(\text{cm}^2)(\text{sec})(-1.0132 \times 10^6 \text{ dyne cm}^{-2} \text{ cm}^{-1})} \\ &= 0.987 \times 10^{-8} \text{ cm}^2 = 0.987 (\mu\text{m})^2 \quad [L^2]. \quad (12) \end{aligned}$$

To make matters still worse, in 1935 the American Petroleum Institute (1942, p 4) redefined the darcy for adoption by the petroleum industry by changing the volume in equation 12 from cubic centimeters to milliliters. Inasmuch as 1 milliliter is 27 parts per million greater than 1 cubic centimeter, at ordinary temperatures, the darcy, as redefined, embodies the doubly inconsistent units milliliter, centimeter, and atmosphere.

HYDRAULIC CONDUCTIVITY

The Water Resources Division, U.S. Geological Survey, is adopting hydraulic conductivity (K) in consistent units to replace (P) the "coefficient of permeability" in the inconsistent units gpd ft^{-2} (gallons a day per square foot). K may be defined thus. A medium has a **hydraulic conductivity** of unit length per unit time if it will transmit in unit time a unit volume of ground water at the prevailing viscosity through a cross section of unit area, measured at right angles to the direction of flow, under a hydraulic gradient of unit change in head through unit length of flow. The suggested units are:

$$\begin{aligned} K &= - \frac{q}{dh/dl} \\ &= - \frac{\text{ft}^3}{\text{ft}^2 \text{ day} (-\text{ft ft}^{-1})} = \text{ft day}^{-1} \quad [LT^{-1}], \quad (13) \end{aligned}$$

or

$$K = - \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ day} (-\text{m m}^{-1})} = \text{m day}^{-1} \quad [LT^{-1}], \quad (14)$$

where the symbols are as defined for equation 12. The minus signs in equations 13 and 14 result from the fact that the water moves in the direction of decreasing head. The relation of the new and old units is given in table 2.

TRANSMISSIVITY

The **transmissivity** (T) is the rate at which water of the prevailing kinematic viscosity is transmitted through a unit width of the aquifer under a unit hydraulic gradient. It replaces the term "coefficient of transmissibility" because it is considered by convention a property of the aquifer, which is transmissive, whereas the contained liquid is transmissible. Hence, though spoken of as a property of the aquifer, it is a property of the confined liquid also. It is equal to $\bar{K}b$, where b is the thickness of

the aquifer. In the units of equations 13 and 14, T becomes

$$T = \text{ft}^2 \text{ day}^{-1}, \text{ or } \text{m}^2 \text{ day}^{-1} \quad [L^2 T^{-1}] \quad (15)$$

The relation of the new and old units is given in table 2.

WATER YIELDING AND RETAINING CAPACITY OF UNCONFINED AQUIFERS

SPECIFIC YIELD¹

In general terms, the specific yield is the water yielded from water-bearing material by gravity drainage, as occurs when the water table declines. More exactly, the **specific yield** of a rock or soil has been defined (Meinzer, 1923, p. 28) as the ratio of (1) the volume of water which, after being saturated, it will yield by gravity to (2) its own volume. This may be expressed

$$S_y = \frac{v_g}{V} \quad [\text{dimensionless}], \quad (16)$$

where

S_y = specific yield, as a decimal fraction,
 v_g = volume of water drained by gravity, and
 V = total volume

Note that the duration of the drainage has not been specified, I suggest that it should be stated when known. Multiplying the right-hand side of equation 16 by 100 gives the result in percent.

SPECIFIC RETENTION

The **specific retention** of a rock or soil with respect to water has been defined (Meinzer, 1923, p. 28, 29) as the ratio of (1) the volume of water which, after being saturated, it will retain against the pull of gravity to (2) its own volume. It may be expressed

$$S_r = \frac{v_r}{V} = \theta - S_y \quad [\text{dimensionless}], \quad (17)$$

where

S_r = specific retention, as a decimal fraction, and
 v_r = volume of water retained against gravity, mostly by molecular attraction.

From equation 17, it may be noted also that $S_y = \theta - S_r$.

MOISTURE EQUIVALENT

As used in the Hydrologic Laboratory of the U.S. Geological Survey, the **moisture equivalent** of water-bearing materials is the ratio of (1) the weight of water which the material, after saturation, will retain against

¹ See also "Storage Coefficient."

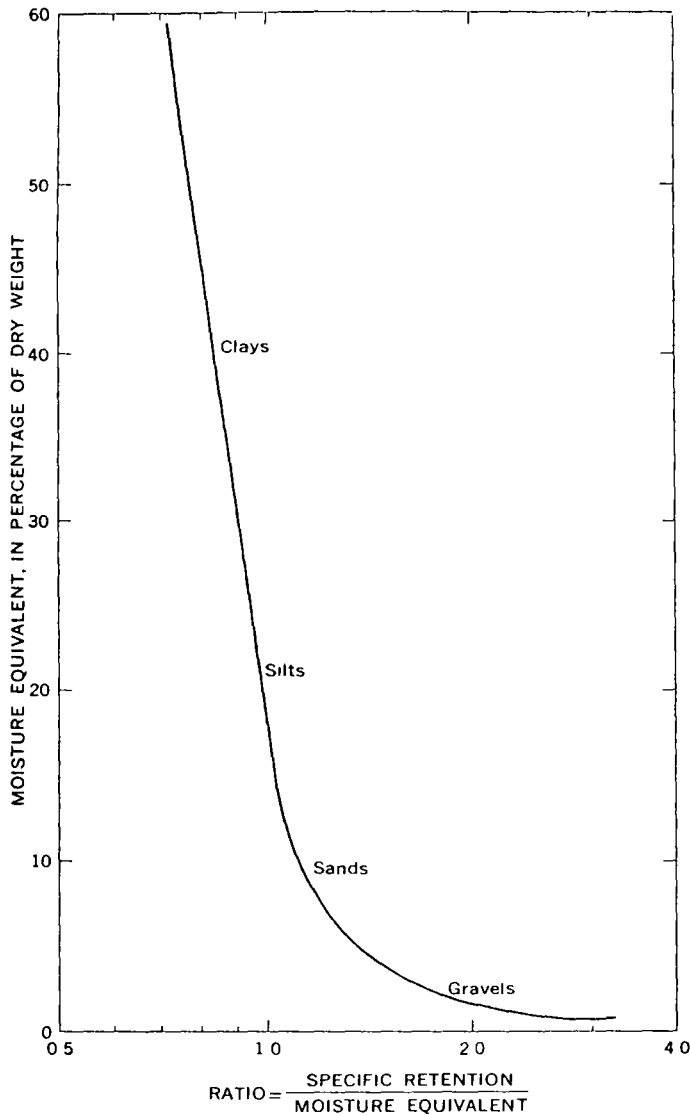


FIGURE 6.—Relation between moisture equivalent and specific retention from Piper (1933, p. 485). Modified by A. I. Johnson.

a centrifugal force 1,000 times the force of gravity, for 2 hours at 20°C., and under 100 percent humidity, to (2) the weight of the material when dry. Note that this ratio is by weight, whereas specific retention is a ratio by volume. The relation between the two concepts may be expressed

$$S_r = MN_r \frac{\rho_d}{\rho_w} \quad [\text{dimensionless}], \quad (18)$$

where

- S_r = specific retention, in percent by volume,
- M = moisture equivalent, in percent by weight,
- N_r = ratio: specific retention/moisture equivalent,
- ρ_d = dry density of sample, and
- ρ_w = density of water.

Piper (1933) found that the relations shown in figure 6 prevail between specific retention and moisture equivalent. Note that the ratio is essentially 1 for moisture equivalents between 34 and 12 percent but ranges from 1 to 2.5 for values between 12 and 2 percent

ARTESIAN WELLS—CONFINED AQUIFERS

Confined aquifers, as the name suggests, contain ground water that is confined under pressure between relatively impermeable or significantly less permeable material and that will rise above the top of the aquifer. If the water rises above the land surface it will flow naturally. A well drilled into such a confined aquifer is an artesian well, and if the water rises above the land surface, it may be termed a "flowing artesian well." As will be shown in the next section, however, flowing wells also may be constructed in unconfined aquifers.

FLOWING WELLS—UNCONFINED AQUIFERS

Consider a hilly area underlain by uniformly permeable material that receives recharge from precipitation in interstream areas and from which water discharges into streams. The approximate flow pattern is illustrated by the solid lines with arrows in an idealized cross section (fig. 7);

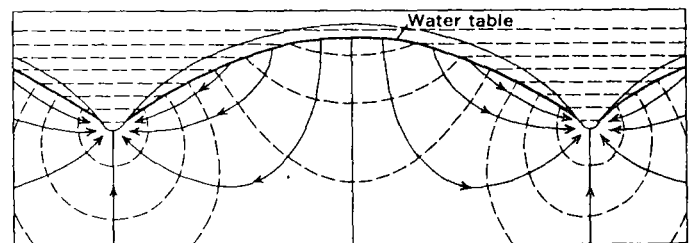


FIGURE 7—Approximate flow pattern in uniformly permeable material which receives recharge in interstream areas and from which water discharges into streams. From Hubbert (1940, p. 930, fig. 45)

the dashed lines at right angles to the flow lines are lines of equipotential. There is an infinity of flow and equipotential lines, only a few of which are shown. Cased wells at or near the streams reach water under greater head as the depth increases and, as may be inferred from the horizontal dashed lines, wells open at moderate depth will flow at the surface. Note also in figure 7 that cased wells on the hill reach water at progressively lower heads as the depth increases.

CONFINED AQUIFERS

POTENTIOMETRIC SURFACE

The **potentiometric surface** is an imaginary surface connecting points to which water would rise in tightly cased wells from a given point in an aquifer. It may be above or below the land surface. The water table (p. 1) is a particular potentiometric surface. Potentiometric is preferable to the term "piezometric," which was used by many in the past.

Confined and unconfined aquifers are compared in figure 8. The well tapping the confined aquifer in figure 8

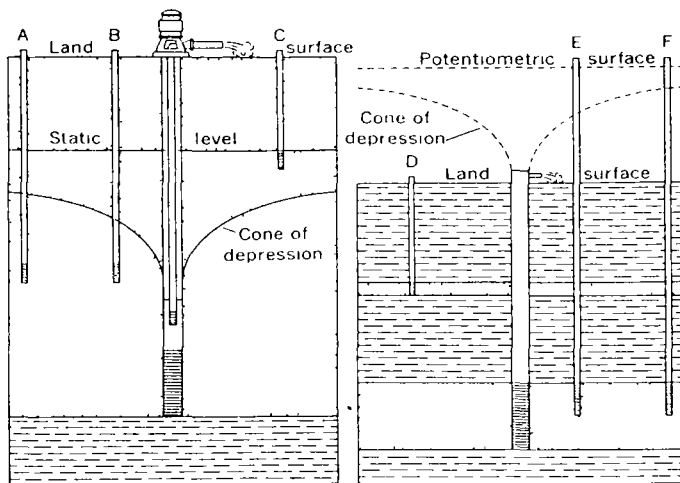


FIGURE 8.—Discharging wells in a confined aquifer (right) and an unconfined aquifer (left). Although the water levels in wells A and B have declined because of pumping from the nearby well, wells A and B remain usable, however, shallower well C has been "dried up" by the pumping. The water levels in wells E and F have declined because of flow from the nearby well, but in well D, which taps a shallower aquifer, the water level is not affected by flow from the deeper aquifer.

is a flowing well; if the potentiometric surface were at or below the ground surface, however, this well would have to be pumped.

STORAGE PROPERTIES

Prior to 1925, confined, or artesian, aquifers were considered mainly as conduits for delivering water from recharge areas to distant wells or springs. They were not thought of as having storage properties except, of course, for volume times porosity. Confining beds generally were thought to be wholly or relatively impermeable, whereas they are now known to range from nearly impermeable to moderately permeable.

In 1925 Meinzer and Hard (1925, p. 92), from studies of flowing artesian wells tapping the Dakota Sandstone in the Ellendale area, South Dakota, postulated that, although in

the preceding 38 years the average rate of discharge of a selected group of wells was 3,000 gpm, only about 500 gpm could have been transmitted from the recharge area and that the remaining 2,500 gpm was released from storage by elastic compression of the aquifer as the pressure supporting the load gradually declined. This led to Meinzer's classic theory of the compressibility and elasticity of artesian aquifers (Meinzer, 1928). It is now known also that part of the water released from storage comes from expansion of the water. (See also, Swenson, 1968.) It is also known that much of the water released by lowering of head in some aquifers comes from inelastic compression of silty or clayey lenses or beds within or adjacent to the aquifers. (See "Nonelastic Confined Aquifers and Oil-Bearing Strata.")

STORAGE COEFFICIENT

The storage property of confined aquifers was given quantitative significance for the first time by Theis (1935), who introduced the storage coefficient (S) in his classic equation

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_{r^2 S/4rt}^{\infty} \left(\frac{e^{-u}}{u} \right) du \quad [L], \quad (19)$$

where

s = drawdown,

Q = constant discharge rate from well,

T = transmissivity,

r = distance from discharging well to point of observation of s ,

S = storage coefficient,

t = time since discharge began, and

u = variable of integration

The current version of Theis' definition (1938) of the **storage coefficient** is: The volume of water an aquifer releases from or takes into storage per unit surface area of the aquifer per unit change in head. Note from the definition that the storage coefficient is dimensionless.

The storage coefficient of unconfined aquifers is virtually equal to the specific yield, as most of the water is released from storage by gravity drainage and only a very small part comes from compression of the aquifer and expansion of the water.

The storage coefficient of most confined aquifers ranges from about 10^{-5} to 10^{-3} and is about 10^{-6} per foot of thickness. In contrast, the specific yield of most unconfined aquifers ranges from about 0.1 to about 0.3 and averages about 0.2. Inasmuch as the storage coefficient of confined aquifers generally is so small, the question might be raised as to how much water can be released from storage. To illustrate that large quantities of water can be so released, assume that, in a confined aquifer having a storage coefficient of 2×10^{-4} , the head declines 400 ft throughout 1

square mile; then $(2 \times 10^{-4})(4 \times 10^2 \text{ ft})(2.8 \times 10^7 \text{ ft}^2) = 2.24 \times 10^6 \text{ ft}^3$ —a large volume of water. In the Denver artesian basin, Colorado, the head has declined much more than this in an area of perhaps 100 square miles.

COMPONENTS

Jacob (1940, p. 576) showed that for an elastic confined aquifer, neglecting any release of water from the confining beds,

$$S = \theta \gamma b \left(\frac{1}{E_w} + \frac{C}{\theta E_s} \right) \quad [\text{dimensionless}], \quad (20)$$

where

- θ = porosity, as a decimal fraction;
- γ = specific weight per unit area, $62.4 \text{ lb ft}^{-3}/144 \text{ in}^2 \text{ ft}^{-2} = 0.434 \text{ lb in}^{-2} \text{ ft}^{-1}$,
- b = thickness, in feet,
- E_w = bulk modulus of elasticity of water, $3 \times 10^5 \text{ lb in}^{-2}$, at ordinary temperatures, and
- C = a dimensionless ratio, which may be considered unity in an uncemented granular material. In a solid aquifer, as a limestone having tubular solution channels, C is apparently equal to the porosity. The value for a sandstone doubtless ranges between these limits, depending upon the degree of cementation.
- E_s = bulk modulus of elasticity of the solid skeleton of the aquifer, as confined in situ, in pounds per square inch.

An alternate expression of equation 20 for elastic confined aquifers in which C may be considered unity is

$$S = \theta \gamma b \left(\beta + \frac{\alpha}{\theta} \right) \quad [\text{dimensionless}], \quad (21)$$

where

- $\beta = 1/E_w = 3.3 \times 10^{-6} \text{ in}^2 \text{ lb}^{-1}$, and
- $\alpha = 1/E_s$, in square inches per pound

Let us consider the part of the storage coefficient that results only from the expansion of water in a confined aquifer having $\theta = 0.2$ and $b = 100 \text{ ft}$. From equation 21, $S = \theta \gamma b \beta = (0.2)(0.434 \text{ lb in}^{-2} \text{ ft}^{-1})(100 \text{ ft})(3.3 \times 10^{-6} \text{ in}^2 \text{ lb}^{-1}) = 2.9 \times 10^{-5}$. Although this value obviously is too small inasmuch as it does not include the compression of the aquifer, it is of value for comparison with the storage coefficient determined by testing an aquifer of this porosity and thickness. If the determined value is comparable to or less than this computed value for water alone, obviously the determined value is in error.

If S and other terms are known, α , the reciprocal of the modulus of elasticity of the aquifer, can be determined

from equation 21. Jacob (1940, p. 583) showed also that

$$S = \theta \gamma b \beta \left(\frac{1}{\text{BE}} \right) = \theta \gamma b \beta \left(\frac{1}{1 - \text{TE}} \right) \quad [\text{dimensionless}], \quad (22)$$

where

- BE = barometric efficiency of artesian well, and
- TE = tidal efficiency of artesian well near seacoast.

Other terms are defined for equations 20 and 21.

LAND SUBSIDENCE

ELASTIC CONFINED AQUIFERS

I (Lohman, 1961) showed that for elastic confined aquifers for which C may be assumed to equal 1, equations 20 and 21 may be rewritten

$$\frac{b}{E_s} = \frac{S}{\gamma} - \theta b \beta \quad [L^2 M^{-1} T^2] \quad (23)$$

and that Hooke's Law (strain is proportional to stress, within the elastic limit) may be expressed

$$\Delta b = \frac{b}{E_s} \Delta p \quad [L], \quad (24)$$

where

- Δb = change in b , in feet, and
- Δp = change (generally decline) in artesian pressure, in pounds per square inch.

Combining equations 23 and 24,

$$\Delta b = \Delta p \left(\frac{S}{\gamma} - \theta b \beta \right) \quad [L] \quad (25)$$

Equation 25 gives the amount of land subsidence, Δb , for an elastic confined aquifer of known S , θ , and β , for a given decline in artesian pressure, Δp . For example, assume $S = 2 \times 10^{-4}$, $\theta = 0.3$, $b = 100 \text{ ft}$, $\Delta p = 100 \text{ lb in}^{-2}$, and note that it is convenient to use $1/\gamma$, which equals $2.31 \text{ ft lb}^{-1} \text{ in}^2$. Then, from equation 25,

$$\begin{aligned} \Delta b &= 10^2 \text{ lb in}^{-2} (2 \times 10^{-4} \times 2.31 \text{ ft lb}^{-1} \text{ in}^2 \\ &\quad - 0.3 \times 10^2 \text{ ft} \times 3.3 \times 10^{-6} \text{ in}^2 \text{ lb}^{-1}) \\ &= 0.04 \text{ ft (rounded)} \end{aligned}$$

Similarly, for $b = 1,000 \text{ ft}$, $\Delta p = 1,000 \text{ lb in}^{-2}$, $S = 10^{-3}$, $\theta = 0.3$, $\Delta b = 1.3 \text{ ft}$.

NONELASTIC CONFINED AQUIFERS AND OIL-BEARING STRATA

Clay or silty clay beds or lenses in confined aquifers or oil-bearing strata, and in associated confining beds, are much

TABLE 3.—Land subsidence in California oil and water fields

| Well field | Subsidence (ft) | Through year |
|---|-----------------|--------------|
| Wilmington oil field (see Gilluly and Grant, 1949)----- | 129 | 1966 |
| Water fields | | |
| Santa Clara Valley (San Jose) | 13 | 1967 |
| San Joaquin Valley | | |
| Los Banos-Kettleman Hills area----- | 26 | 1966 |
| Tulare-Wasco area----- | 12 | 1962 |
| Arvin-Maricopa area----- | 8 | 1965 |

¹ Stabilized at this amount by repressuring. This figure includes some recovery due to repressuring.

more porous than associated sands or gravels, hence, they contain more fluid per unit volume at a given fluid pressure. When the pressure is gradually reduced, as by discharge of fluids from wells, such beds slowly release fluids and undergo nonelastic (plastic), generally irreversible, compaction (See Athy, 1930, Hedberg, 1936; and Poland and Evenson, 1966.) Compaction of this type is much greater than purely elastic compression, and it has caused appreciable subsidence of the land surface in both oil and water fields in California, Texas, and elsewhere. Latest available data for several California oil and water fields (J. F. Poland, U.S. Geol. Survey, written commun., Oct. 27, 1967) are given in table 3.

MOVEMENT OF GROUND WATER— STEADY-STATE FLOW

In steady-state flow, hereinafter referred to simply as steady flow, as of ground water through permeable material, there is no change in head with time. Mathematically, this statement is symbolized by $dh/dt=0$, which says that the change in head, dh , with respect to the change in time, dt , equals zero. Steady flow generally does not occur in nature, but it is a very useful concept in that steady flow can be closely approached in nature and in aquifer tests, and this condition may be symbolized by $dh/dt \rightarrow 0$.

Figure 9 shows a hypothetical example of true steady radial flow. Here steady radial flow will be reached and maintained when all the recoverable ground water in the cone of depression has been drained by gravity into the well discharging at constant rate Q .

DARCY'S LAW

Although Hagen (1839) and Poiseuille (1846) found that the rate of flow through capillary tubes is proportional to the hydraulic gradient, Darcy (1856) seemingly was the first to experiment with the flow of water through sand, and he found that the rate of laminar (viscous) flow of water through sand also is proportional to the hydraulic gradient. This is known as *Darcy's law* and it is generally

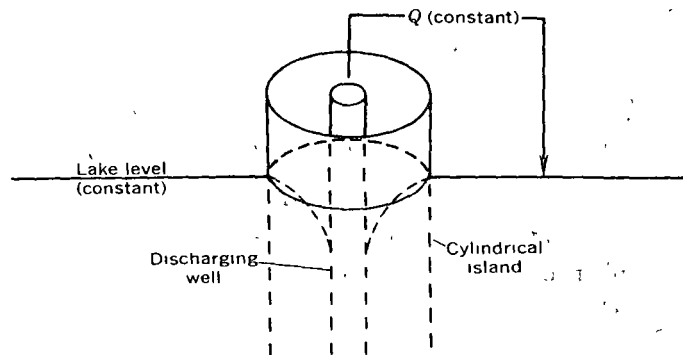


FIGURE 9—Hypothetical example of steady flow (well discharging at constant rate Q from a cylindrical island in a lake of constant level)

expressed, by rewriting equation 13,

$$q = \frac{Q}{A} = -\frac{Kdh}{dl} \quad [LT^{-1}]. \quad (26)$$

It will be noted that K , the constant of proportionality in Darcy's law, is the hydraulic conductivity.

To illustrate the use of equation 26 (Darcy's law), assume that we wish to compute the total rate of ground-water movement in a valley where A , the cross-sectional area, is 100 ft deep times 1 mile wide, where $K=500$ ft day⁻¹, and $dh/dl=5$ ft per mile. Then

$$\begin{aligned} Q &= -(100 \text{ ft})(5,280 \text{ ft})(500 \text{ ft day}^{-1}) \left(\frac{-5 \text{ ft}}{5,280 \text{ ft}} \right) \\ &= 250,000 \text{ ft}^3 \text{ day}^{-1}. \end{aligned} \quad (27)$$

VELOCITY

Because the hydraulic conductivity, K , has the dimensions of velocity, LT^{-1} , some might mistake this for the particle velocity of the water, whereas, as may be seen from equations 13 and 14, K is actually a measure of the volume rate of flow through unit cross-sectional area. For the average particle velocity, \bar{v} , we must also know the porosity of the material. Thus

$$Q = \bar{v}A\theta = -KA \frac{dh}{dl},$$

where

\bar{v} = average velocity, in feet per day, and
 θ = porosity, as a decimal fraction.

Other terms are defined for equation 13. Rewriting the above equation,

$$\bar{v} = -\frac{Kdh/dl}{\theta} \quad [LT^{-1}] \quad (28)$$

For example, using the values of K and dh/dl given in

equation 27, and assuming $\theta=0.2$,

$$\bar{v} = - \frac{(500 \text{ ft day}^{-1})(-5 \text{ ft}/5,280 \text{ ft})}{0.2} = 2.4 \text{ ft day}^{-1} \text{ (rounded).} \quad (29)$$

It should be stressed that the solution of equation 29 is the *average velocity* and does not necessarily equal the actual velocity between any two points in the aquifer, which may range from less than to more than this value, depending upon the flow path followed. Thus, equation 28 should not be used for predicting the velocity and distance of movement of, say, a contaminant introduced into the ground.

**AQUIFER TESTS BY WELL METHODS—
POINT SINK OR POINT SOURCE**

**STEADY RADIAL FLOW WITHOUT
VERTICAL MOVEMENT**

The first mathematical analysis of steady flow, using a discharging well, was made by Dupuit (1848), who made the important assumption that within the cone of depression of a discharging well the head is constant throughout any vertical line through the water body and therefore is represented by the elevation of the water table. Actually, this is true only in confined aquifers having uniform hydraulic conductivity and having a fully penetrating discharging well, or in confined aquifers remote from the discharging well. Nevertheless, methods based upon this assumption can be applied satisfactorily when certain precautions are taken.

Much of the mathematical analysis of Dupuit was repeated by Adolph Thiem (1887), but it remained for his son Günther Thiem (1906) to develop a readily usable solution, by determining that the Dupuit-Thiem methods could be applied to any two intermediate points on the cone of depression of a discharging well to determine the hydraulic conductivity of the aquifer. As will be shown later, it is now known that many more points may be used.

In order to derive the Thiem equation and show its relation to Darcy's law, let figure 10 represent half the cross section of the cone of depression in an unconfined aquifer around well A that has been pumped at constant rate Q long enough that steady flow is being closely approached, and the quantity of water still draining from storage is negligible compared with the quantity of water moving toward well A. Although figure 10 depicts an unconfined aquifer, the method is applicable also to confined aquifers. If the material is reasonably homogenous, and if the base of the aquifer and the undisturbed water table are assumed to be parallel and horizontal, then, by the law of continuity, and provided that changes in storage are negligible compared to Q , virtually equal quantities of

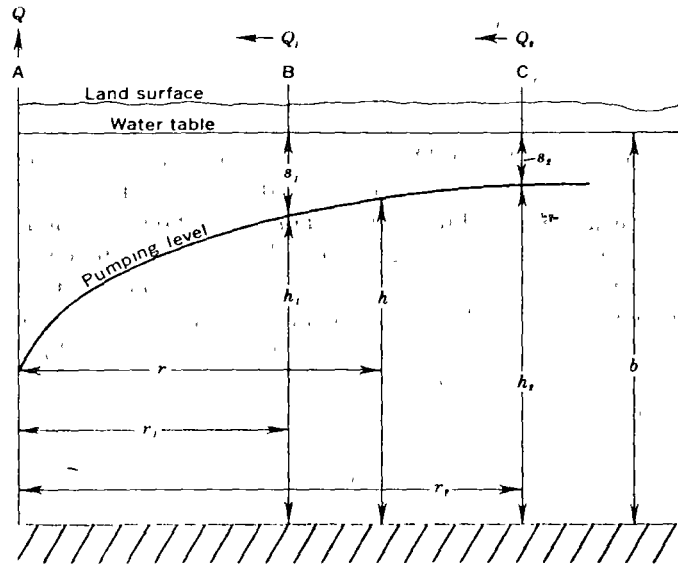


FIGURE 10 —Half the cross section of the cone of depression around a discharging well (A) in an unconfined aquifer.

water are discharged from well A (Q) and flow radially toward well A through any two concentric cylinders within the cone of depression, as at observation well B (Q_1) at radius r_1 or at observation well C (Q_2) at radius r_2 . Thus $Q \approx Q_1 \approx Q_2$. Under these assumed conditions Darcy's law may be expressed as a first-order ordinary differential equation in cylindrical coordinates

$$Q = -K2\pi r h \frac{dh}{dr} \quad [L^3 T^{-1}]. \quad (30)$$

Separating variables,

$$\frac{dr}{r} = - \frac{2\pi K}{Q} h dh.$$

Integrating between r_1 and r_2 , h_1 and h_2 ,

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = - \frac{2\pi K}{Q} \int_{h_1}^{h_2} h dh,$$

hence

$$\log_e \frac{r_2}{r_1} = - \frac{2\pi K}{Q} \left[\frac{h_2^2 - h_1^2}{2} \right].$$

Converting to common logarithms and solving for K ,

$$K = - \frac{2.30Q \log_{10} r_2/r_1}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \quad [LT^{-1}]. \quad (31)$$

In confined aquifers (where there is no unwatering) or in thick unconfined aquifers (where s is negligible compared to b), $h_2 + h_1$ may be assumed equal to $2b$. Then, as $h_2^2 - h_1^2 = (h_2 + h_1)(h_2 - h_1)$, $h_2 - h_1 = s_1 - s_2$, and $T = \bar{K}b$,

equation 31 may be rewritten

$$T = - \frac{2.30Q \log_{10} r_2/r_1}{2\pi(s_1 - s_2)} \quad [L^2T^{-1}] \quad (32)$$

Equations 31 and 32 are forms of the Thiem equation, and later it will be shown how equation 32 can be derived also as a special solution of the nonsteady flow equation.

In thin unconfined aquifers, in which s is an appreciable proportion of b , Jacob (1963a) showed how to correct the drawdowns (s_1 and s_2) to the values that would have been observed had there been no diminution in saturated thickness (as in a confined aquifer of thickness b). Note from figure 10 that $h_2 = b - s_2$, and $h_1 = b - s_1$. Substituting these values in equation 31 and, for convenience, multiplying both sides of the equation by $2b$,

$$K = - \frac{2.30Q \log_{10} r_2/r_1}{2\pi b \left[\frac{(b^2 - 2bs_2 + s_2^2) - (b^2 - 2bs_1 + s_1^2)}{2b} \right]}$$

and

$$T = - \frac{2.30Q \log_{10} r_2/r_1}{2\pi[(s_1 - s_1^2/2b) - (s_2 - s_2^2/2b)]} \quad [L^2T^{-1}] \quad (33)$$

In equations 32 and 33 note that a straight line should result when values of $\log_{10} r$ are plotted at logarithmic scale against corresponding values of s or $s - s^2/2b$ at arithmetic scale. Thus, when using semilogarithmic paper, equations 32 and 33 may be written, respectively,

$$T = - \frac{2.30Q}{2\pi \Delta s / \Delta \log_{10} r} \quad [L^2T^{-1}] \quad (34)$$

and

$$T = - \frac{2.30Q}{2\pi \Delta (s - s^2/2b) / \Delta \log_{10} r} \quad [L^2T^{-1}] \quad (35)$$

Δs or $\Delta (s - s^2/2b)$ is taken over one \log_{10} cycle of r , for which $\Delta \log_{10} r$ is 1. Equation 34 is used for tests in confined aquifers.

To my knowledge the first pumping test by the Thiem method made by a member of the U.S. Geological Survey was in 1929 by R. M. Leggett (1936, p. 117-119) at Meadville, Pa., and this may well have been the first one made in the United States. The method was thoroughly investigated and validated in 1931 by Wenzel (1936), who ran two elaborate Thiem tests near Grand Island, Nebr., and by Theis (1932, p. 137-140), who made a test by this method at Portales, N. Mex., in 1931 and two more tests in the same area in 1932 (Theis, 1934, p. 91-95). The fourth locality tested by this method was near Elizabeth City, N.C., by me (Lohman, 1936, p. 42-44) in the spring of 1933. Three additional Thiem tests were made in

Nebraska in the fall of 1933 by Wenzel (1942), and I made an 18-day test, the longest known to me, by this method near Wichita, Kans., in 1937 (See Wenzel, 1942, p. 142-146, Williams and Lohman, 1949, p. 104-108, Jacob, 1963a, p. 249-254.)

EXAMPLE

Use of the Thiem method as modified by Jacob for thin unconfined aquifers may be demonstrated from data (table 4) obtained in the 18-day pumping test mentioned above (given in Wenzel, 1942, p. 142, Williams and Lohman, 1949, p. 104-108, and Jacob, 1963a, p. 249-254). The discharge, Q , was held virtually constant at $1,000 \pm 7$ gpm for nearly 19 days, when lightning tripped the circuit breaker and stopped the test. The well tapped unconfined alluvial sand and gravel, and the initial saturated thickness, b , was 26.8 ft. Table 4 gives the data for six observation wells out of a total of 22 at the end of 18 days, three of the wells were on a line extending north from the pumped well, and three were on a line to the south. Wells N-3 and S-3 were planned to be 200 ft from the pumped well, but a property line made it necessary to reduce the distance to 190 ft. Inasmuch as the drawdown correction ($s^2/2b$) ranges from about 0.2 to 0.65 ft, it is necessary to use the corrected drawdowns given in the last column. In figure 11, the corrected drawdowns in the six observation wells are plotted on the linear scale against the radial distance on the logarithmic scale, then a straight line is drawn through the three graphic average points (x). Graphic rather than arithmetic averages should be used, because if one of the six drawdown values is spurious for some geologic or other reason, this point may be ignored in drawing the straight line. Note that, although two points determine a straight line, it is much more comforting to have three or more points that fall on or close to a straight line.

Using the slope of the straight line and other data given, T is computed from equation 35

$$T = - \frac{(2.30)(1,000 \text{ gal min}^{-1})(1,440 \text{ min day}^{-1})}{(2\pi)(7.48 \text{ gal ft}^{-3})[-(4.05 \text{ ft} - 0.65 \text{ ft})]} \\ = 20,700 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}. \quad (36)$$

TABLE 4—Data for pumping test near Wichita, Kans.

| Line | Well | r (ft) | r^2 (ft ²) | s (ft) | $s^2/2b$ (ft) | $s - s^2/2b$ (ft) |
|------------|------|-------------|-----------------------------|-------------|------------------|----------------------|
| North..... | 1 | 49.2 | 2,420 | 5.91 | 0.65 | 5.26 |
| | 2 | 100.7 | 10,140 | 4.58 | .39 | 4.19 |
| | 3 | 189.4 | 35,900 | 3.42 | .22 | 3.20 |
| South..... | 1 | 49.0 | 2,400 | 5.48 | .56 | 4.92 |
| | 2 | 100.4 | 10,080 | 4.31 | .35 | 3.96 |
| | 3 | 190.0 | 36,100 | 3.19 | .19 | 3.00 |

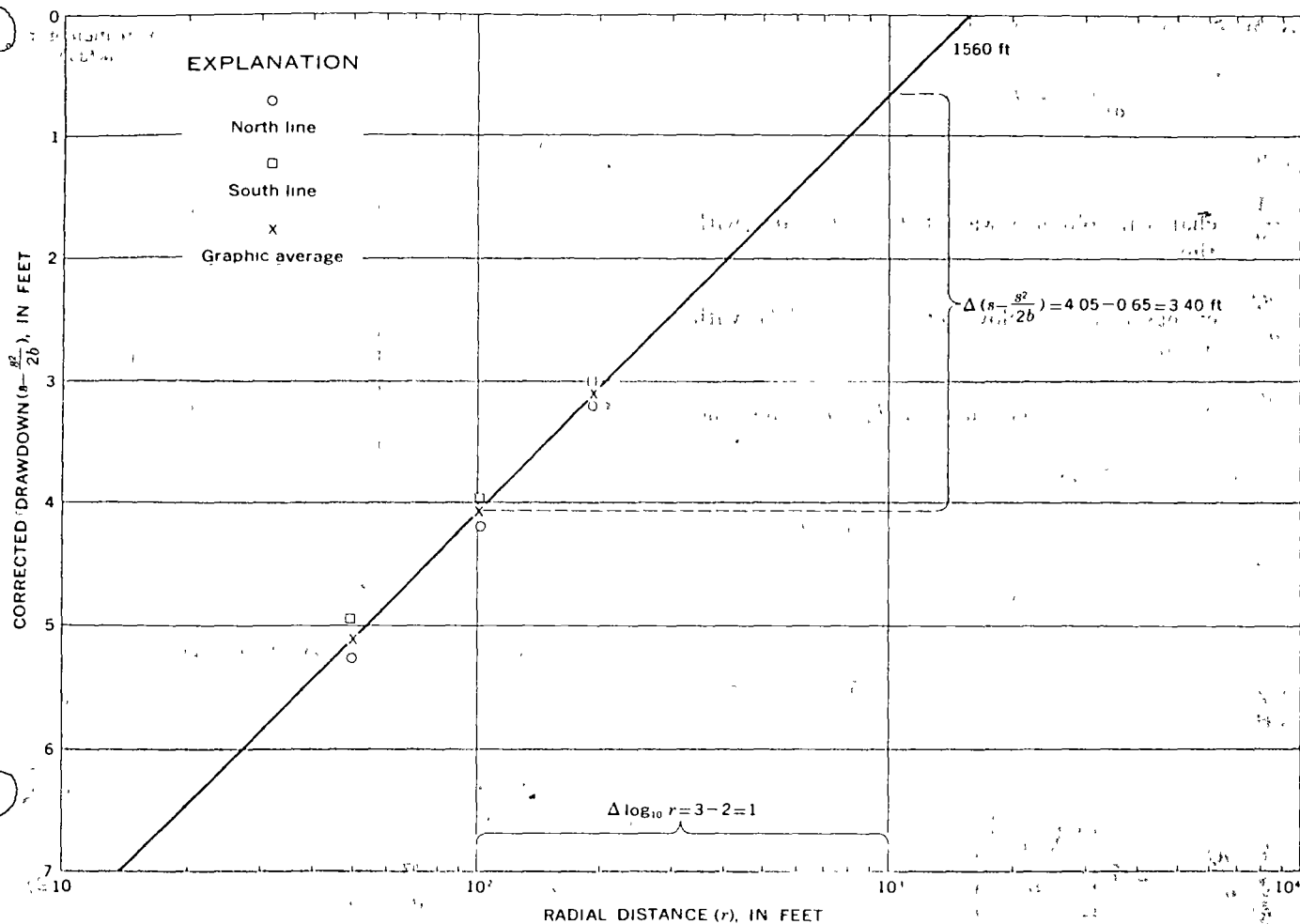


FIGURE 11—Semilogarithmic plot of corrected drawdowns versus radial distance, for aquifer test near Wichita, Kans.

Later (see "Storage Coefficient"), it will be shown how figure 11 may be used to determine the storage coefficient. Column 4 (r^2) is included in table 4 so that the data may be used also in the Theis equation, which gives the same value for T as equation 36, thus indicating that steady flow had been closely approached as far away as 190 ft after 18 days of pumping.

A good arrangement of observation wells for aquifer tests by the Thiem method, particularly for thin unconfined aquifers, was suggested to me by the late C. E. Jacob (written commun., Jan. 28, 1946) and was used successfully in 39 tests in the San Luis Valley, Colo. (Powell, 1958, table 6, p. 130-133). Three pairs of observation wells are put down along a straight line on one side of the pumped well extending in any convenient direction from the pumped well and spaced at distances of $1b$, $2b$, and $4b$ from the well (where b is the initial saturated thickness of the unconfined aquifer): One observation well of each pair is cased to the bottom of the aquifer; the other extends just

below the cone of depression created by the pumped well. The drawdowns or corrected drawdowns in the six observation wells are plotted on semilogarithmic paper, and graphic averages are used to determine the position and slope of the straight line, as shown in figure 11. This arrangement is an effective means of correcting for partial penetration (see p. 35) of the aquifer by the pumped well and for local inhomogeneities along this line in the aquifer. (See also Jacob, 1936.)

PARTIAL DIFFERENTIAL EQUATIONS FOR RADIAL FLOW

Figure 12 represents two cylindrical sections of a confined aquifer of thickness b and radii r and $r+dr$, respectively, from which a central well is discharging at constant rate Q . Let the gradient across the annular cylindrical section of infinitesimal thickness dr , between points h_2 and h_1 on the potentiometric surface, be $\partial h / \partial r$. Then, according

to R. W. Stallman (written commun., Feb 1967),

$$\frac{\partial V}{\partial t} = - \frac{\partial Q}{\partial r} dr = 2\pi r S \frac{\partial h}{\partial t} dr \quad [L^3T^{-1}], \quad (37)$$

in which

$\frac{\partial V}{\partial t}$ = change in volume of water between h_2 and h_1 , with time,

$\frac{\partial Q}{\partial r}$ = change in rate of flow between h_2 and h_1 , with distance,

$\frac{\partial h}{\partial t}$ = change in head between h_2 and h_1 , with time, and

S = storage coefficient.

The expression of Darcy's law in equation 26 may be altered to the form

$$Q = -2\pi T r \frac{\partial h}{\partial r} \quad [L^3T^{-1}], \quad (38)$$

in which $T = \bar{K}b$, b replaces h , and $\partial h/\partial r$, the partial derivative, replaces dh/dr . Differentiating equation 38 with respect to ∂r ,

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial r} &= -2\pi T \left[\frac{\partial \left(r \frac{\partial h}{\partial r} \right)}{\partial r} \right] \\ &= -2\pi T \left(\frac{\partial r}{\partial r} \frac{\partial h}{\partial r} + r \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} \right) \quad [L^2T^{-1}]. \end{aligned} \quad (39)$$

Combining equations 37 and 39, we obtain

$$2\pi T \left(\frac{\partial h}{\partial r} + r \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} \right) = 2\pi r S \frac{\partial h}{\partial t}.$$

Dividing both sides of this equation by $2\pi T r$, we obtain

$$\frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} + \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad [L^{-1}], \quad (40)$$

which is the partial differential equation for nonsteady radial flow. For steady radial flow, $\partial h/\partial t = 0$, and equation 40 becomes

$$\frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} + \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} = 0 \quad [L^{-1}]. \quad (41)$$

Note that when $\partial h/\partial t = 0$, the entire right-hand member of equation 40 is zero; this indicates that there are no changes in storage in the aquifer. Equation 41 may be expressed also in ordinary differentials.

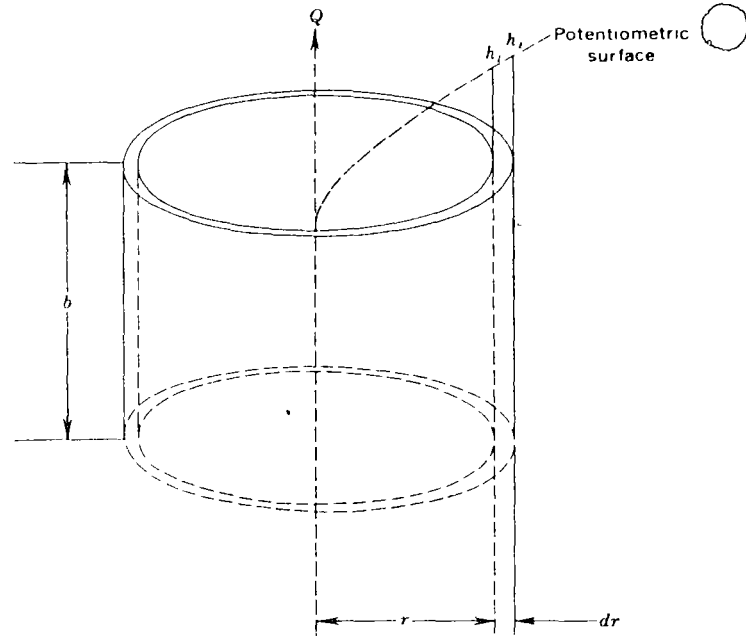


FIGURE 12—Cylindrical sections of a confined aquifer.

For the benefit of those who have difficulty in visualizing the meaning of the differential terms in equation 41, let us multiply both sides of this equation by r to reduce it to the dimensionless form

$$\frac{\partial h}{\partial r} + \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} r = 0 \quad (42)$$

In figure 13, the curve represents a part of the cross section

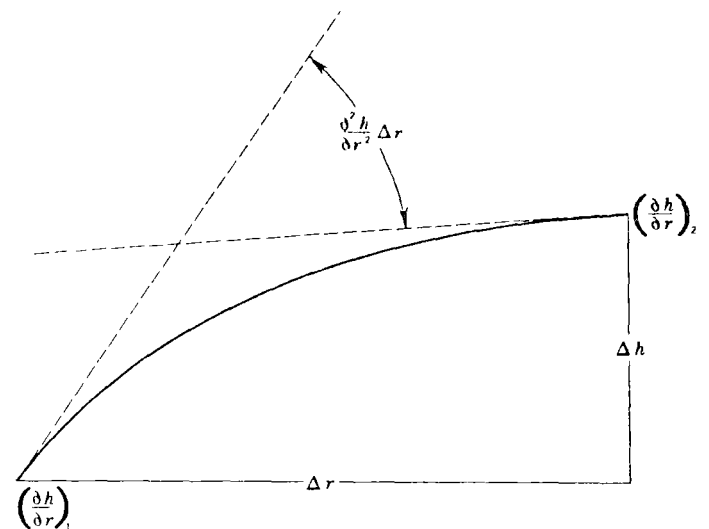


FIGURE 13—Sketch to illustrate partial differential equation for steady radial flow.

of a cone of depression in which steady radial flow has been reached. Let

$$\left(\frac{\partial h}{\partial r}\right)_1 \text{ and } \left(\frac{\partial h}{\partial r}\right)_2$$

be the slopes of the curve at each end of radial distance Δr ; then note that the difference in the two slopes, represented by dashed tangent lines, is graphically equal to the change in slope over distance Δr , represented by the arc labeled

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} \Delta r.$$

Stated mathematically,

$$\left(\frac{\partial h}{\partial r}\right)_1 - \left(\frac{\partial h}{\partial r}\right)_2 = \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} \Delta r,$$

or

$$\left(\frac{\partial h}{\partial r}\right)_2 - \left(\frac{\partial h}{\partial r}\right)_1 + \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} \Delta r = 0 \quad (43)$$

Equation 43 is equivalent in form to equation 42 when applied over distance r .

I have not found a practicable way to portray graphically the meaning of equation 40, but it may help to note that the

$$S \frac{\partial h}{\partial t}$$

in the right-hand member represents the change in storage per unit area of the aquifer, as the head changes with time

NONSTEADY RADIAL FLOW WITHOUT VERTICAL MOVEMENT

CONSTANT DISCHARGE

In 1935 C. V. Theis introduced equation 19 with the assistance of C. I. Lubin, who developed the equation for a continuous point source for the heat conduction problem. Equation 19 is a solution of equation 40 for constant discharge that involves the following assumptions, stated by Theis (1935). (1) the aquifer is homogeneous and isotropic, (2) the water body has infinite areal extent (practically its boundaries are beyond the effects of the well in the time considered), (3) the discharging well penetrates the entire thickness of the aquifer, (4) the well has an infinitesimal diameter (of no practical significance for periods of pumping longer than a few minutes) and (5) the water removed from storage is discharged instantaneously with decline in head. Thus, the assumption of a constant coefficient of storage has been added to the

assumptions of homogeneity, isotropy, and complete well penetration which characterize the steady state equations that have been given so far. The assumption of a constant coefficient of storage, which is used in all the transient flow equations that have been developed (there are a few exceptions where modifications of the assumption are explicitly stated), is of doubtful validity, especially when applied to unconfined water bodies. The justification for this assumption is entirely empirical; it has been applied with some success for some decades, and deviations from it involve generally complex numerical computations. The student should be wary of many solutions for Darcian flow that do not explicitly state the tacit assumptions made.

Equation 19 cannot be integrated directly, but its value is given by the infinite series in the following equation.

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left[-0.577216 - \log_e u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \dots \right] \quad [L], \quad (44)$$

where

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad [\text{dimensionless}], \quad (45)$$

which is the lower limit of integration in equation 19; the value of the series is commonly expressed as $W(u)$ —the well function of u . Values of $W(u)$ for values of u from 10^{-15} to 9.9 are tabulated in Wenzel (1942, p. 89), in Ferris, Knowles, Brown, and Stallman (1962, p. 96, 97), and are given in table 5. For given values of u and $W(u)$, T may be determined from

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W(u) \quad [L^2 T^{-1}], \quad (46)$$

and S may be determined by rewriting equation 45,

$$S = \frac{4Ttu}{r^2} \text{ or } \frac{4Tu}{r^2/t} \quad [\text{dimensionless}]. \quad (47)$$

C. V. Theis (Wenzel, 1942, p. 88, 89) devised a simple graphical method of superposition that makes it possible to obtain solutions of equations 46 and 47. Selected values of $W(u)$ versus u from table 5 were plotted on logarithmic graph paper to form the type curve shown in figure 14. Equations 46 and 47 may be rearranged to obtain

$$s = \left[\frac{Q}{4\pi T} \right] W(u)$$

or

$$\log_{10} s = \left[\log_{10} \frac{Q}{4\pi T} \right] + \log_{10} W(u) \quad [L], \quad (48)$$

TABLE 5—Values of W(u) for values of u between 10⁻¹⁵ and 9.9
[From Ferris, Knowles, Brown, and Stallman (1962, p. 96)]

Table with columns for u (1.0 to 9.9) and rows for N (NX10^-15 to NX10^-1). Each cell contains a numerical value for W(u). The table is organized into groups of u values (e.g., 1.0-1.9, 2.0-2.9, etc.) with corresponding N values.

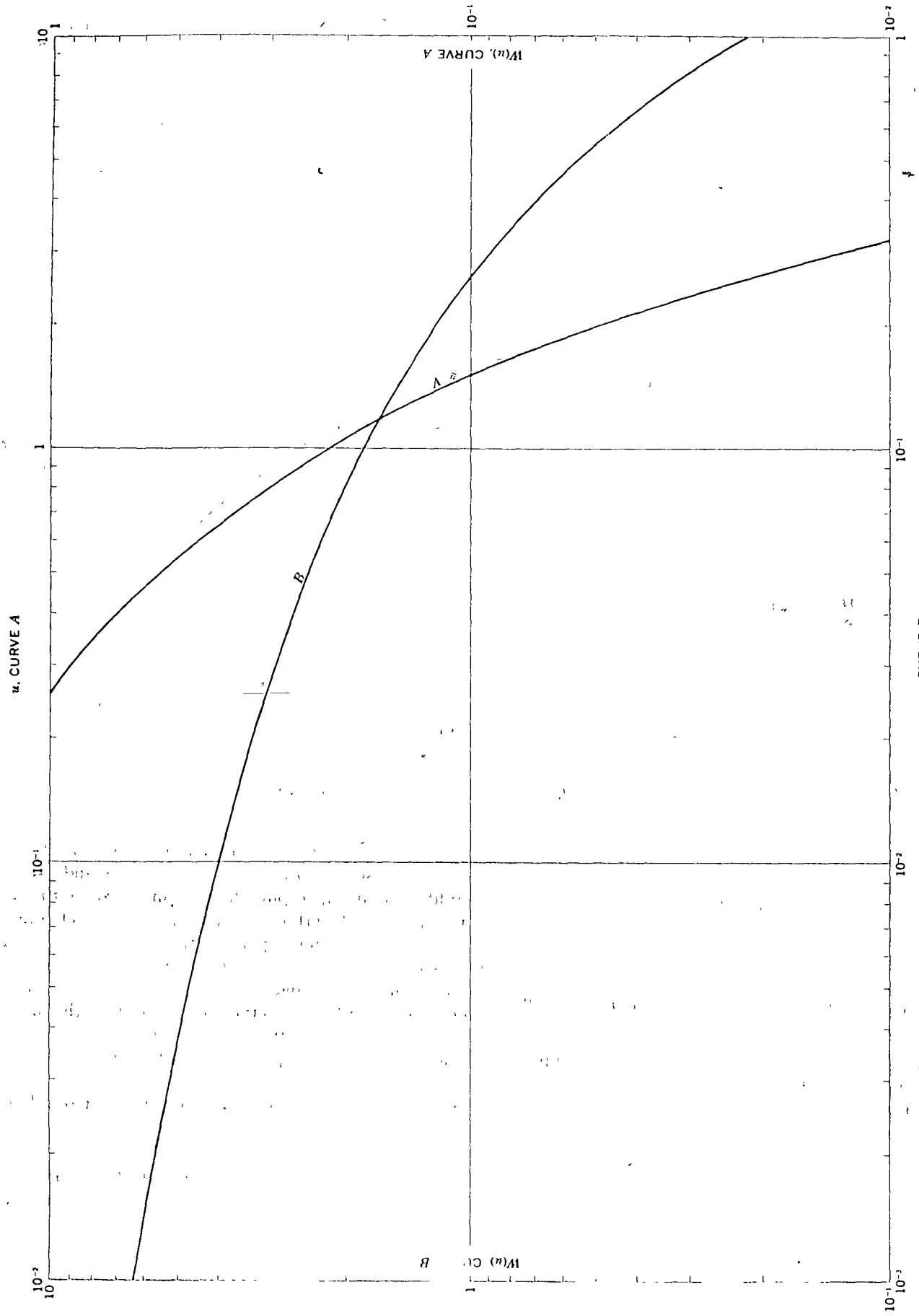


Figure 14.—Logarithmic graph of $W(u)$ versus u .

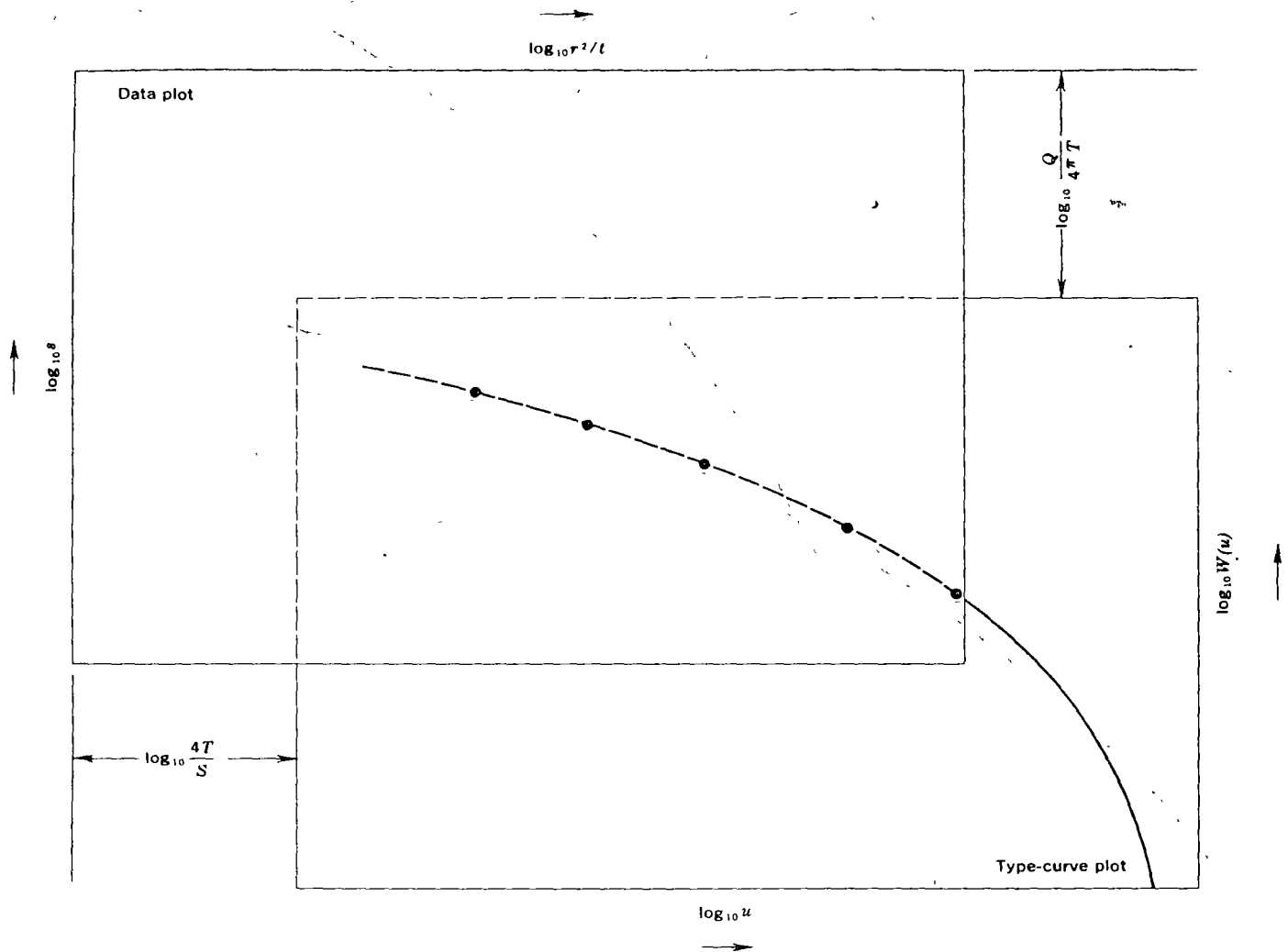


FIGURE 15 —Relation of $W(u)$ and u to s and r^2/t , and displacements of graph scales by amounts of constants shown.

and

$$\frac{r^2}{t} = \left[\frac{4T}{S} \right] u$$

or

$$\log_{10} \frac{r^2}{t} = \left[\log_{10} \frac{4T}{S} \right] + \log_{10} u \quad [L^2 T^{-1}] \quad (49)$$

If the discharge, Q , is held constant, the bracketed parts of equations 48 and 49 are constant for a given pumping test, and $W(u)$ is related to u in the manner that s is related to r^2/t , as shown graphically in figure 15. Therefore, if values of s are plotted against r^2/t (or $1/t$ if only one observation well is used) on logarithmic tracing paper to the same scale as the type curve, the data curve will be similar to the type curve except that the two curves will be displaced both vertically and horizontally by the amounts

of the bracketed constants in equations 48 and 49. The data curve is superimposed on the type curve, and a fit, or near fit, is obtained, keeping the coordinate axes of the two curves parallel. An arbitrary match point is selected anywhere on the overlapping parts of the two sheets, the four values of which (two for each sheet) are then used in solving equations 46 and 47. It is convenient to choose a point whose coordinates on the type curve are both unity—that is, where $W(u) = 1.0$ and $u = 1.0$. In some plots it may be desirable to use a power of 10 for one coordinate. (See fig. 16)

A convenient alternative method is to plot $W(u)$ versus $1/u$ as the type curve; then for the data curve, s may be plotted against t/r^2 (or t , if only one observation well is used). This procedure is illustrated on plate 9, which also may be used for solutions of the Theis equation by superposing plots of t/r^2 or t versus s on the heavy parent type curve.

TABLE 6.—Drawdown of water level in observation wells N-1, N-2, and N-3 at distance r from well being pumped at constant rate of 96,000 ft³ day⁻¹
 [Logarithmic plot of data, except values preceded by an asterisk, shown in figure 16 Data from J. G. Ferris]

| Time since pumping started, t _m (min) | N-1 (r = 200 ft) | | N-2 (r = 400 ft) | | N-3 (r = 800 ft) | |
|---|------------------------------|---|------------------------------|---|------------------------------|---|
| | Observed drawdown, s (ft) | r ² /t (ft ² day ⁻¹) | Observed drawdown, s (ft) | r ² /t (ft ² day ⁻¹) | Observed drawdown, s (ft) | r ² /t (ft ² day ⁻¹) |
| 1 0 | 0 66 | 5 76 × 10 ⁷ | 0 16 | 2 3 × 10 ⁸ | 0 0046 | 9 23 × 10 ⁸ |
| 1 5 | 87 | 3 84 × 10 ⁷ | 27 | 1 53 × 10 ⁸ | 02 | 6 15 × 10 ⁸ |
| 2 0 | 99 | 2 88 × 10 ⁷ | 38 | 1 15 × 10 ⁸ | 04 | 4 6 × 10 ⁸ |
| 2 5 | 1 11 | 2 30 × 10 ⁷ | 46 | 9 2 × 10 ⁷ | 07 | 3 7 × 10 ⁸ |
| 3 0 | 1 21 | 1 92 × 10 ⁷ | 53 | 7 65 × 10 ⁷ | 09 | 3 1 × 10 ⁸ |
| 4 | 1 36 | 1 44 × 10 ⁷ | 67 | *5 75 × 10 ⁷ | 16 | 2 3 × 10 ⁸ |
| 5 | 1 49 | 1 15 × 10 ⁷ | 77 | 4 6 × 10 ⁷ | 22 | 1 85 × 10 ⁸ |
| 6 | 1 59 | 9 6 × 10 ⁶ | 87 | *3 82 × 10 ⁷ | 27 | 1 54 × 10 ⁸ |
| 8 | 1 75 | 7 2 × 10 ⁶ | 99 | *2 87 × 10 ⁷ | 37 | 1 15 × 10 ⁸ |
| 10 | 1 86 | 5 76 × 10 ⁶ | 1 12 | *2 3 × 10 ⁷ | 46 | *9 23 × 10 ⁷ |
| 12 | 1 97 | 4 80 × 10 ⁶ | 1 21 | 1 92 × 10 ⁷ | 53 | *7 7 × 10 ⁷ |
| 14 | 2 08 | 4 1 × 10 ⁶ | 1 26 | 1 75 × 10 ⁷ | 59 | 6 6 × 10 ⁷ |
| 18 | 2 20 | 3 2 × 10 ⁶ | 1 43 | 1 28 × 10 ⁷ | 72 | 5 1 × 10 ⁷ |
| 24 | 2 36 | 2 4 × 10 ⁶ | 1 58 | *9 6 × 10 ⁶ | 87 | *3 84 × 10 ⁷ |
| 30 | 2 49 | 1 92 × 10 ⁶ | 1 70 | 7 65 × 10 ⁶ | 95 | 3 1 × 10 ⁷ |
| 40 | 2 65 | 1 44 × 10 ⁶ | 1 88 | *5 75 × 10 ⁶ | 1 12 | *2 3 × 10 ⁷ |
| 50 | 2 78 | 1 15 × 10 ⁶ | 2 00 | 4 6 × 10 ⁶ | 1 23 | *1 85 × 10 ⁷ |
| 60 | 2 88 | 9 6 × 10 ⁵ | 2 11 | 3 82 × 10 ⁶ | 1 32 | 1 54 × 10 ⁷ |
| 80 | 3 04 | 7 2 × 10 ⁵ | 2 24 | 2 87 × 10 ⁶ | 1 49 | *1 15 × 10 ⁷ |
| 100 | 3 16 | 5 76 × 10 ⁵ | 2 38 | 2 3 × 10 ⁶ | 1 62 | *9 23 × 10 ⁶ |
| 120 | 3 28 | 4 8 × 10 ⁵ | 2 49 | *1 92 × 10 ⁶ | 1 70 | *7 7 × 10 ⁶ |
| 150 | 3 42 | 3 84 × 10 ⁵ | 2 62 | 1 53 × 10 ⁶ | 1 83 | 6 15 × 10 ⁶ |
| 180 | 3 51 | 3 2 × 10 ⁵ | 2 72 | 1 28 × 10 ⁶ | 1 94 | 5 1 × 10 ⁶ |
| 210 | 3 61 | 2 74 × 10 ⁵ | 2 81 | 1 1 × 10 ⁶ | 2 03 | 4 4 × 10 ⁶ |
| 240 | 3 67 | 2 5 × 10 ⁵ | 2 88 | *9 6 × 10 ⁵ | 2 11 | *3 84 × 10 ⁶ |

EXAMPLE

Use of equations 46 and 47 for determining T and S by the curve-matching procedure may be demonstrated from the data given in table 6, which gives the drawdowns in water levels in a theoretical confined aquifer at distances of 200, 400, and 800 ft from a well being pumped at the constant rate of 96,000 ft³ day⁻¹. Most of these data are plotted in figure 16 except for values preceded by an asterisk, which would plot too close to adjacent points, and except for values of r²/t of 10⁸ or larger, which would have required 2×4 cycle paper. Superposition of figure 16 on curve B of figure 14 gave the match point shown, whose values are W(u) = 1.0, u = 10⁻¹, s = 0.56 ft, and r²/t = 2.75 × 10⁷ ft² day⁻¹. Using equation 46,

$$T = \frac{(96,000 \text{ ft}^3 \text{ day}^{-1})(1.0)}{(4\pi)(0.56 \text{ ft})}$$

$$= 13,700 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1} = 14,000 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1} \text{ (rounded).}$$

Using equation 47,

$$S = \frac{(4)(13,700 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1})(10^{-1})}{2.75 \times 10^7 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}} = 2 \times 10^{-4}$$

STRAIGHT-LINE SOLUTIONS

TRANSMISSIVITY

Cooper and Jacob (1946) showed that for values of u = r²S/4Tt ≤ about 0.01, all but the first two terms be-

tween brackets in equation 44 may be neglected. Under these conditions, equation 44 may be closely approximated by

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left[-0.577216 - \log_e \frac{r^2 S}{4Tt} \right] \quad [L]. \quad (50)$$

This may be rewritten and simplified,

$$T = \frac{Q}{4\pi s} \left[\log_e 0.562 + \log_e \frac{4Tt}{r^2 S} \right]$$

$$= \frac{2.30Q}{4\pi s} \log_{10} \frac{2.25Tt}{r^2 S} \quad [L^2 T^{-1}]. \quad (51)$$

Note that in equation 51 Q, T, and S are constants, and that either t or 1/t² may be considered a constant. Thus equation 51 may be written

$$T = \frac{2.30Q}{4\pi s} \left[\log_{10} \frac{2.25T}{S} + \log_{10} \frac{t}{r^2} \right] \quad [L^2 T^{-1}].$$

By differential calculus, remembering that the derivative of a constant is zero, we may obtain from the above equation

$$T = \frac{2.30Q}{4\pi ds/d\log_{10} t/r^2} \quad [L^2 T^{-1}]. \quad (52)$$

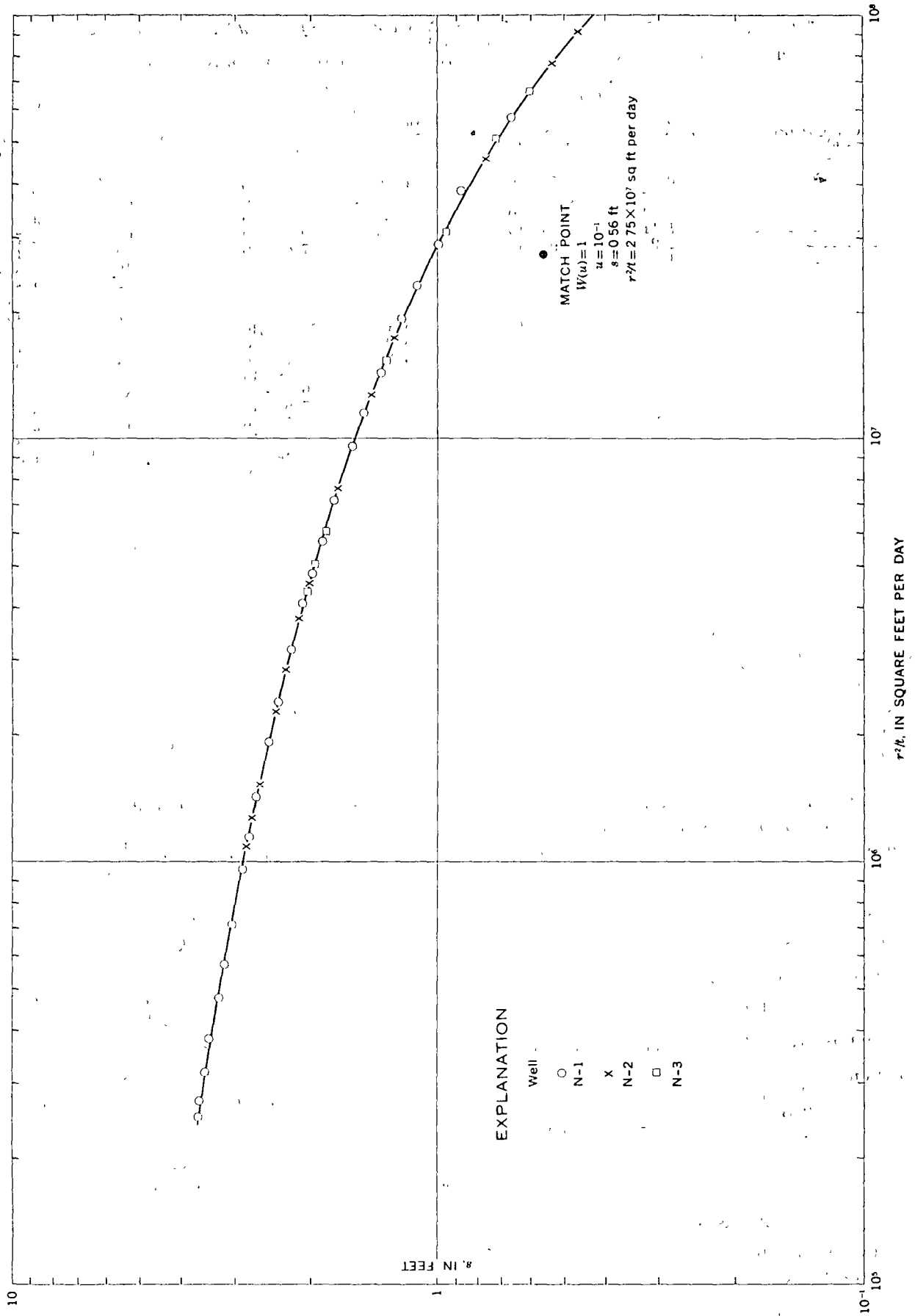


FIGURE 16.—Logarithmic plot of s versus r^2/t from table 6.

Similarly, considering also r as a constant,

$$T = \frac{2.30Q}{4\pi ds/d\log_{10} t} \quad [L^2T^{-1}] \quad (53)$$

Considering t as a constant,

$$T = \frac{2.30Q}{4\pi ds/d\log_{10} 1/r^2} = -\frac{2.30Q}{2\pi ds/d\log_{10} r} \quad [L^2T^{-1}] \quad (54)$$

As the relation of s to the log terms is linear on semi-logarithmic plots, we may change from infinitesimals (derivatives) to finite values, whence equations 52 through 54 become, respectively,

$$T = \frac{2.30Q}{4\pi \Delta s / \Delta \log_{10} t/r^2} \quad [L^2T^{-1}] \quad (55)$$

$$T = -\frac{2.30Q}{4\pi \Delta s / \Delta \log_{10} t} \quad [L^2T^{-1}] \quad (56)$$

and

$$T = -\frac{2.30Q}{2\pi \Delta s / \Delta \log_{10} r} \quad [L^2T^{-1}] \quad (57)$$

Note that equation 57, obtained by simplification and differentiation of equation 51 for nonsteady flow, is identical to equation 34—the steady flow, or Thiem, equation for confined aquifers or for relatively thick unconfined aquifers. In testing relatively thin unconfined aquifers, equation 35, which contains Jacob's drawdown correction, should be used rather than equations 34 or 57, for reasons given earlier.

Equations 55 through 57 are readily solved using semi-logarithmic paper, by plotting values of s on the linear scale against corresponding values of the log terms on the logarithmic scale and determining the value of Δs for one log cycle. Figure 11 illustrates the method.

For preparing a composite graph for several observation wells and several wells being pumped at constant but different rates, Q_1, Q_2, Q_3 , and so on, the following equation may be used:

$$T = \frac{2.30}{4\pi \Delta (s/Q) / \Delta \log_{10} t/r^2} \quad [L^2T^{-1}] \quad (58)$$

In using equation 58 for, say, three pumping wells within an area of overlapping cones of depression, values of $s_1/Q_1, t_1/r_1^2; s_2/Q_2, t_2/r_2^2;$ and $s_3/Q_3, t_3/r_3^2$ are plotted on the same semilogarithmic graph, and, if u is less than or equal to 0.01 for all values, all points should fall on or near a straight line and may be used in determining a single set of values of T and S for the entire well field.

Cooper and Jacob (1946) used r^2/t rather than t/r^2 in

equations 55 and 58, whence a minus sign preceded the right-hand sides of their equations and the slope of the straight line was reversed.

STORAGE COEFFICIENT

In plotting data for the straight-line solutions of equations 52 through 54, it is convenient to consider the top of the arithmetic scale as the line of zero drawdown, as shown on figure 11. The drawdown then increases downward, as in the well Cooper and Jacob (1946) showed that by extending the straight line until it intersects the line of zero drawdown, and noting the value of $t, t/r^2, r^2/t,$ or r at the point of intersection, the storage coefficient can be determined as follows: At zero drawdown, from equation 50,

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left[\log_e \frac{4Tt}{r^2S} - 0.577216 \right] = 0,$$

$$\log_e \frac{4Tt}{r^2S} = 0.577216 = \log_e 1.781,$$

$$\frac{4Tt}{r^2S} = 1.781,$$

and

$$S = 2.25T \left(\frac{t}{r^2} \right) \quad \text{(at point of zero drawdown)} \quad (59)$$

Equation 59 gives the desired result satisfactorily if the straight line has sufficient slope so that its zero arithmetic coordinate can be found within the confines of the plot, as in figure 11. However, if the slope is nearly flat, so that the zero arithmetic coordinate occurs outside the confines of the plot, error may result from graphical extrapolation onto an adjoining sheet of graph paper. In order to avoid such errors, I described the following method (Lohman, 1963) for determining S within the data region of straight-line plots without the need for mechanical extrapolation. Equation 51 may be rewritten

$$S = \frac{2.25Tt/r^2}{\log_{10}^{-1}[4\pi Ts/2.30Q]} \quad (60)$$

Combining equations 55 and 60 for the value of Δs for one \log_{10} cycle of t/r^2 (unity), we obtain

$$S = \frac{2.25Tt/r^2}{\log_{10}^{-1}[s/\Delta s]} \quad (61)$$

Note that in equation 61 the values of $T, s,$ and Δs are the same as those used in equations 55 and 56 for determining T . For equations 57 and 58, the comparable equations for

S are, respectively,

$$S = \frac{2.25Tt/r^2}{\log_{10}^{-1}[-2s/\Delta s]} \quad (62)$$

for plots of s versus r and

$$S = \frac{2.25Tt/r^2}{\log_{10}^{-1}[(s/Q)/\Delta(s/Q)]} \quad (63)$$

for plots of s/Q versus t/r^2 .

EXAMPLE

Note in figure 11 that the extrapolated straight line reaches the line of zero drawdown at $r = 1,560$ ft. Using equation 59 and the results of the Thiem test accompanying figure 11,

$$S = \frac{(2.25)(20,700 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1})(18 \text{ days})}{(1,560 \text{ ft})^2} = 0.35 \text{ (rounded).}$$

Similarly, using equation 62,

$$\begin{aligned} S &= \frac{(2.25)(20,700 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1})(18 \text{ days})/(100 \text{ ft})^2}{\log_{10}^{-1}[-2(-4.05/3.40)]} \\ &= \frac{83.9}{\log_{10}^{-1}[2.38235]} = \frac{83.9}{241.19} = 0.35 \text{ (rounded).} \end{aligned}$$

Note that in the final bracketed denominator .38235 is the mantissa, which determines the digits 24119, and that the 2. is the characteristic, which determines the three digits to the left of the decimal point, giving the final antilog as 241.19.

Jacob (1963a, p. 247) showed that in thin unconfined aquifers, such as the one tested near Wichita, Kans., a drawdown correction must be applied in solving for both T and S . The correction to be applied to S (after the drawdowns have been corrected) is

$$S' = \left(\frac{b-s}{b}\right) S, \quad (64)$$

where

- S' is the corrected value,
- b , for the Wichita test, was 26.8 ft; and
- s , for the Wichita test at the geometric mean distance of 100 ft, was 4.5 ft.

Hence,

$$S' = \left(\frac{26.8-4.5}{26.8}\right) 0.35 = 0.29 = 0.3 \text{ (rounded).}$$

PRECAUTIONS

Although the straight-line solutions described above give very satisfactory results when properly used, it is un-

fortunately true that they have been improperly applied by many workers. It was stated in their derivation that they can be used only when u is less than or equal to about 0.01, but the importance of this seemingly has been forgotten all too often. Let us consider the several parameters involved in this criterion by reexamining equation 45:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt},$$

and letting u be less than or equal to about 0.01.

First note that because S appears in the numerator (other things being equal including time, t), the value of u is considerably greater for an unconfined aquifer of specific yield from 0.1 to 0.3 than for a confined aquifer whose storage coefficient may range from only say 10^{-5} to 10^{-3} . To compensate for this, t must be greater by several orders of magnitude in testing an unconfined aquifer than in testing a confined aquifer. Equally important is the fact that pumping time in an unconfined aquifer must be long enough to allow reasonably complete drainage of material within that part of the cone of depression being observed. On the contrary, release of water from a reasonably elastic confined aquifer not unwatered during testing is virtually instantaneous.

Note that r appears as r^2 in the numerator. Thus, other things being equal, the greater the distance r , the longer t must be to allow u to reduce to the required maximum value.

In the denominator, 4 and T are constants, but again, other things being equal, the smaller the value of T , the more time is required for u to reduce to 0.01 or less.

For a given array of wells in a particular aquifer, assuming that sufficient pumping time is allowed to adequately drain the cone of depression in an unconfined aquifer, all parameters except t are constants; therefore pumping time generally is the only control for reducing u to or below its maximum permissible value, and this is the parameter generally neglected by many.

In a drawdown-time test (s versus $\log_{10} t$ or $\log_{10} t/r^2$), data points for any particular distance r will begin to fall on a straight line only *after* the time, t , is sufficiently long to satisfy the above criteria. In a drawdown-distance test (s versus $\log_{10} r$, Thiem test), the well must be pumped long enough that the data for the most distant observation will satisfy the requirements; then only the drawdowns at or *after* this value of t may be analyzed on a semilogarithmic plot for one particular value of t .

Equation 56 may be used for a time-drawdown or time-recovery test on a pumped well in a confined aquifer or in an unconfined aquifer that drains rapidly and reasonably completely during the test. When properly used, equation 56 gives the same results as the more complicated recovery equation of Theis (1935). In an unconfined aquifer that drains very slowly or incompletely or both, however, the

Results obtained by use of equation 56 may be badly in error. In the absence of any observation wells, it is realized that drawdown or recovery of a pumped well may be the only means available for obtaining at least an estimate of T . Similarly, considerable judgment should be exercised in using equations 55 and 58 for tests in unconfined aquifers.

Let us now apply the above criteria to the Thiem test near Wichita, Kans. (table 4, fig. 11), for the most distant observation well, at $r = 190$ ft:

$$u = \frac{(190 \text{ ft})^2(0.29)}{(4)(20,700 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1})(18 \text{ day})} = 0.007.$$

Thus, even at the most distant observation well, u was less than 0.01, and the data at 18 days are valid in this respect.

If S and T can be estimated in advance, as from the results of other tests in the same aquifer, then, for arrays having the farthest observation well(s) at distance r , the minimum permissible pumping time, t , may be estimated from

$$t = \frac{r^2 S}{4Tu} \quad [T] \quad (65)$$

Assume that $S = 0.2$, $T = 20,000 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$, $r = 200$ ft (farthest observation well), and $u = 0.01$. Then

$$t = \frac{(200 \text{ ft})^2(0.2)}{(4)(20,000 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1})(0.01)} = 10 \text{ days.}$$

Thus, under the assumed conditions, all observations made 10 days or more after the beginning of pumping may be used in straight-line plots.

CONSTANT DRAWDOWN

Jacob and Lohman (1952) derived equations for determining T and S from tests in which the drawdown is constant and the discharge varies with time. These conditions are met when a naturally flowing well in a confined aquifer is shut in long enough for the head to recover, then the well is opened and allowed to flow for a period of 2 to 4 hours, during which period timed measurements are made of the declining rate of flow. The equation, based upon the assumptions that the aquifer is homogeneous, isotropic, and extensive laterally and that T and S are constant at all times and places, was developed from analogous thermal conditions in an equivalent thermal system. The equation, which is another solution of equation 40, is

$$T = \frac{Q}{2\pi G(\alpha) s_w} \quad [L^2 T^{-1}], \quad (66)$$

where

$$\alpha = \frac{Tt}{Sr_w^2} \quad [\text{dimensionless}] \quad (67)$$

and

s_w = constant drawdown in discharging well,
 r_w = radius of discharging well, and
 $G(\alpha)$ = the G function of α , given by

$$G(\alpha) = \frac{4\alpha}{\pi} \int_0^\infty x e^{-\alpha x^2} \left[\frac{\pi}{2} + \tan^{-1} \left(\frac{Y_0(x)}{J_0(x)} \right) \right] dx, \quad (68)$$

where $J_0(x)$ and $Y_0(x)$ are Bessel functions of zero order of the first and second kinds, respectively.

Equation 68 is not tractable by integration, but the integral was replaced by a summation and solved by numerical methods. The resulting values of $G(\alpha)$ for corresponding values of α are given in table 7.

Plate 1 is a logarithmic plot of the type curve from data given in table 7. On translucent logarithmic paper, to the same scale, values of Q/s_w are plotted against values of t/r_w^2 , or values of Q may be plotted against values of t . Then, by placing the experimental curve over the type curve, the solutions are obtained in the same manner as described for the Theis equation (eqs. 46–49). T is obtained from equation 66, and S is determined by re-writing equation 67,

$$S = \frac{Tt}{\alpha r_w^2} \quad (69)$$

This curve-matching method, though laborious, was very useful before the straight-line solutions described below were derived. It is recommended that the much simpler straight-line solutions be used, for in such a test on a single well in a confined aquifer, u reaches a value of < 0.01 very quickly because of the small values of r and S . (See p. 27.)

STRAIGHT-LINE SOLUTIONS

Jacob and Lohman (1952) showed that for all but extremely small values of t , the function $G(\alpha)$ can be approximated very closely by $2/W(u)$. It was shown in equation 51 that for sufficiently small values of u , $W(u)$ can be closely approximated by $2.30 \log_{10} 2.25Tt/r^2S$. Making these substitutions in equation 66, and adding the subscript w to r^2 , we obtain

$$T = \frac{2.30Q}{4\pi s_w} \log_{10} \frac{2.25Tt}{r_w^2 S} \quad [L^2 T^{-1}], \quad (70)$$

which is identical to equation 51 except for the subscripts. Differentiating equation 70 and changing from infinitesimals to finite values, as was done for equations 52 through 57, gives

$$T = \frac{2.30}{4\pi \Delta(s_w/Q) / \Delta \log_{10} t/r_w^2} \quad [L^2 T^{-1}] \quad (71)$$

TABLE 7—Values of $G(\alpha)$ for values of α between 10^{-4} and 10^{15}
 [Modified from Jacob and Lohman (1952, p. 561)]

| | 10^{-4} | 10^{-3} | 10^{-2} | 10^{-1} | 1 | 10 | 10^2 | 10^3 | 10^4 | 10^5 |
|---------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|
| 1..... | 56.9 | 18.34 | 6.13 | 2.249 | 0.985 | 0.534 | 0.346 | 0.251 | 0.1964 | 0.1608 |
| 2..... | 40.4 | 13.11 | 4.17 | 1.716 | 803 | 461 | 311 | 232 | 1841 | 1524 |
| 3..... | 33.1 | 10.79 | 3.74 | 1.477 | 719 | 427 | 294 | 222 | 1777 | 1479 |
| 4..... | 28.7 | 9.41 | 3.30 | 1.333 | 667 | 405 | 283 | 215 | 1733 | 1449 |
| 5..... | 25.7 | 8.47 | 3.00 | 1.234 | 630 | 389 | 274 | 210 | 1701 | 1426 |
| 6..... | 23.5 | 7.77 | 2.78 | 1.160 | 602 | 377 | 268 | 206 | 1675 | 1408 |
| 7..... | 21.8 | 7.23 | 2.60 | 1.103 | 580 | 367 | 263 | 203 | 1654 | 1393 |
| 8..... | 20.4 | 6.79 | 2.46 | 1.057 | 562 | 359 | 258 | 200 | 1636 | 1380 |
| 9..... | 19.3 | 6.43 | 2.35 | 1.018 | 547 | 352 | 254 | 198 | 1621 | 1369 |
| 10..... | 18.3 | 6.13 | 2.25 | 985 | 534 | 346 | 251 | 196 | 1608 | 1360 |

| | 10^6 | 10^7 | 10^8 | 10^9 | 10^{10} | 10^{11} | 10^{12} | 10^{13} | 10^{14} | 10^{15} |
|---------|--------|--------|--------|--------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 1..... | 0.1360 | 0.1177 | 0.1037 | 0.0927 | 0.0838 | 0.0764 | 0.0704 | 0.0651 | 0.0605 | 0.057 |
| 2..... | 1299 | 1131 | 1002 | 899 | 814 | 744 | | | | |
| 3..... | 1266 | 1106 | 982 | 883 | 801 | 733 | | | | |
| 4..... | 1244 | 1089 | 968 | 872 | 792 | 726 | | | | |
| 5..... | 1227 | 1076 | 958 | 864 | 785 | 720 | | | | |
| 6..... | 1213 | 1066 | 950 | 857 | 779 | 716 | | | | |
| 7..... | 1202 | 1057 | 943 | 851 | 774 | 712 | | | | |
| 8..... | 1192 | 1049 | 937 | 846 | 770 | 709 | | | | |
| 9..... | 1184 | 1043 | 932 | 842 | 767 | 706 | | | | |
| 10..... | 1177 | 1037 | 927 | 838 | 764 | 704 | | | | |

or

$$T = \frac{2.30}{4\pi s_w (\Delta l/Q) / \Delta \log_{10} t} \quad [L^2 T^{-1}] \quad (72)$$

By extrapolating the straight line to $s_w/Q=0$, S may be determined from

$$S = 2.25T \left(\frac{t}{r_w^2} \right)_0 \quad (73)$$

or, in the same manner as shown for equations 61 through

63, S may be determined within the data region of the straight-line plot from

$$S = \frac{2.25Tt/r_w^2}{\log_{10}^{-1} \left[\frac{(s_w/Q)}{\Delta(s_w/Q)} \right]} \quad (74)$$

Note that S may be determined when T is determined from equation 71, where r_w (radius of flowing well) is known, but S may not be determined when r_w is not known

TABLE 8—Field data for flow test on Artesia Heights well near Grand Junction, Colo., September 22, 1948
 [Valve opened at 10 29 a.m. $s_w=92.33$ ft., $r_w=0.276$ ft. Data from Lohman (1965, tables 6 and 7, well 28)]

| Time of observation | Rate of flow (gpm) | Flow interval (min) | Total flow during interval (gal) | Time since flow started (min) | $\frac{s_w}{Q}$ (ft gal ⁻¹ min) | $\frac{t}{r_w^2}$ (min ft ⁻²) |
|---------------------------|--------------------|---------------------|----------------------------------|-------------------------------|--|---|
| 10:30..... | 7.28 | 1 | 7.28 | 1 | 12.7 | 13.1 |
| 10:31..... | 6.94 | 1 | 6.94 | 2 | 13.3 | 26.3 |
| 10:32..... | 6.88 | 1 | 6.88 | 3 | 13.4 | 39.4 |
| 10:33..... | 6.28 | 1 | 6.28 | 4 | 14.7 | 52.6 |
| 10:34..... | 6.22 | 1 | 6.22 | 5 | 14.8 | 65.7 |
| 10:35..... | 6.22 | 1 | 6.22 | 6 | 15.1 | 78.8 |
| 10:37..... | 5.95 | 2 | 11.90 | 8 | 15.5 | 105 |
| 10:40..... | 5.85 | 3 | 17.55 | 11 | 15.8 | 145 |
| 10:45..... | 5.66 | 5 | 28.30 | 16 | 16.3 | 210 |
| 10:50..... | 5.50 | 5 | 27.50 | 21 | 16.8 | 276 |
| 10:55..... | 5.34 | 5 | 26.70 | 26 | 17.3 | 342 |
| 11:00..... | 5.34 | 5 | 26.70 | 31 | 17.3 | 407 |
| 11:10 $\frac{1}{2}$ | 5.22 | 10.5 | 54.81 | 41.5 | 17.7 | 345 |
| 11:20..... | 5.14 | 9.5 | 48.83 | 51 | 18.0 | 670 |
| 11:30..... | 5.11 | 10 | 51.10 | 61 | 18.1 | 802 |
| 11:45..... | 5.05 | 15 | 75.75 | 76 | 18.3 | 999 |
| 12:00 (noon)..... | 5.00 | 15 | 75.00 | 91 | 18.5 | 1,196 |
| 12:12..... | 4.92 | 12 | 59.04 | 103 | 18.8 | 1,354 |
| 12:22..... | 4.88 | 11 | 53.68 | 113 | 18.9 | 1,485 |
| Total ¹ | | 114 | 596.98 | | | |

¹ 596.98 gal per 114 min = 5.23 gal min⁻¹, weighted average discharge

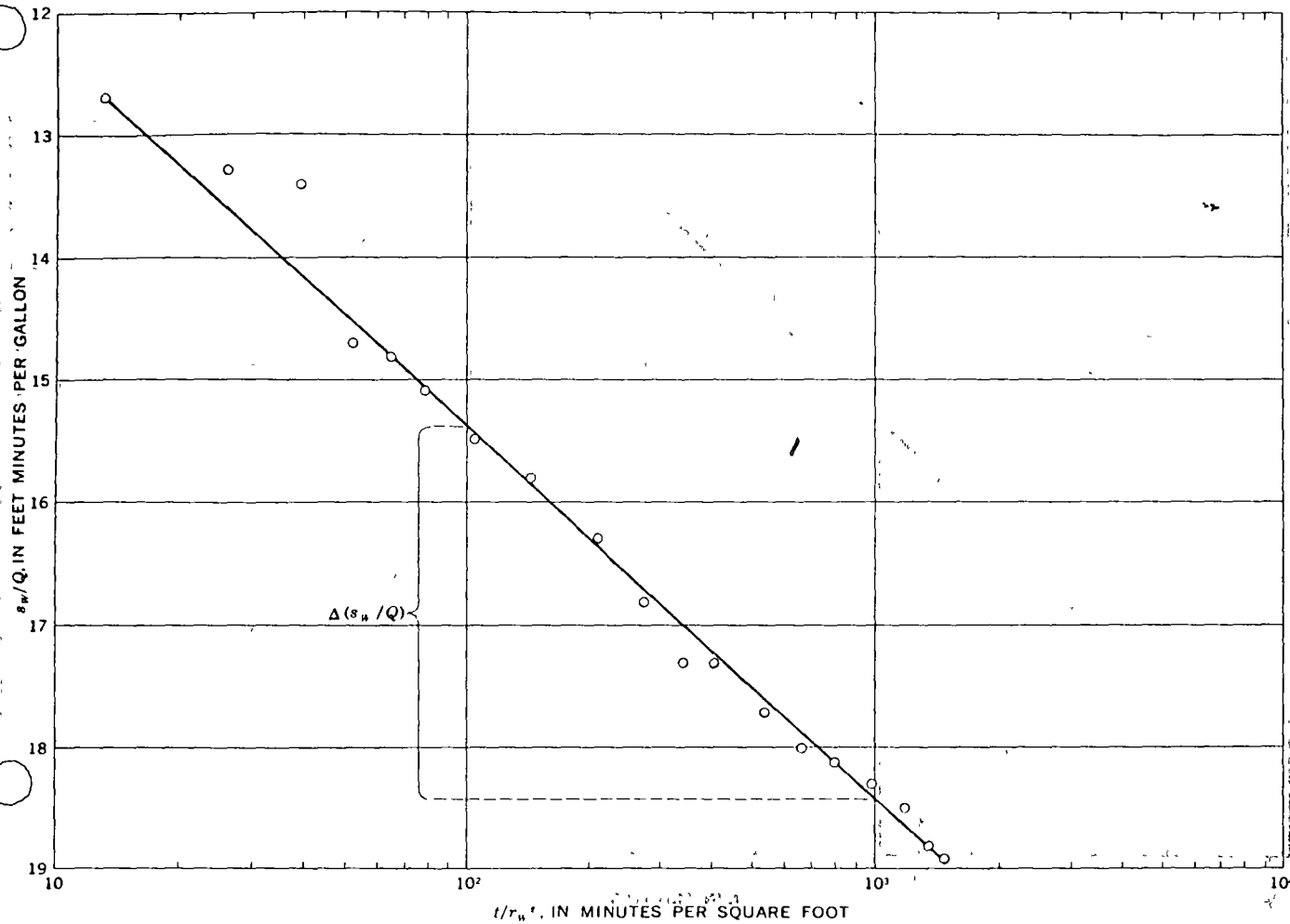


FIGURE 17—Semilogarithmic plot of s_w/Q versus t/r_w^2 .

as in equation 72. If the value of r_w is in doubt, owing to well construction, well development, or caving, do not try to determine S by these methods.

EXAMPLE

Table 8 gives the field data from a flow test on the Artesia Heights well near Grand Junction, Colo. (Lohman, 1965, tables 6 and 7, well 28), which I made with the help of Mahmood Hussain on September 22, 1948. After the well was shut in for a period of several days, the static head just prior to the test was 94.55 ft above the measuring point (92.33 ft above discharge point). Static and recovering heads were measured by an inkwell mercury gage which I designed and built and which reads directly in feet and tenths of feet of water. Hundredths of feet are readily interpolated. Discharge was measured by timing with a stopwatch the filling of a 4-gal container. Data in the last two columns of table 8 are plotted in figure 17. From the values of s_w/Q , $\Delta(s_w/Q)$, and t/r_w^2 obtained from this

plot, we obtain, using equation 71,

$$T = \frac{(2.30)(1.44 \times 10^3 \text{ min day}^{-1})}{(4\pi)[(18.4 - 15.38) \text{ ft gal}^{-1} \text{ min}](7.48 \text{ gal ft}^{-3})} = 11.7 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$$

which rounds to $12 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$. Note that it is not convenient to determine S using equation 73, because considerable extrapolation off the sheet would be required to reach the line where $s_w/Q = 0$. However, S is readily determined from equation 74.

$$S = \frac{(2.25)(11.7 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1})(10^3 \text{ min ft}^{-2})}{\log_{10}^{-1}[18.4/3.02](1,440 \text{ min day}^{-1})} = \frac{(2.25)(1.17 \times 10^1)(10^3)}{(1.23 \times 10^3)(1.44 \times 10^3)} = 1.5 \times 10^{-5}$$

Note that in table 8 and in figure 17 Q and t are in

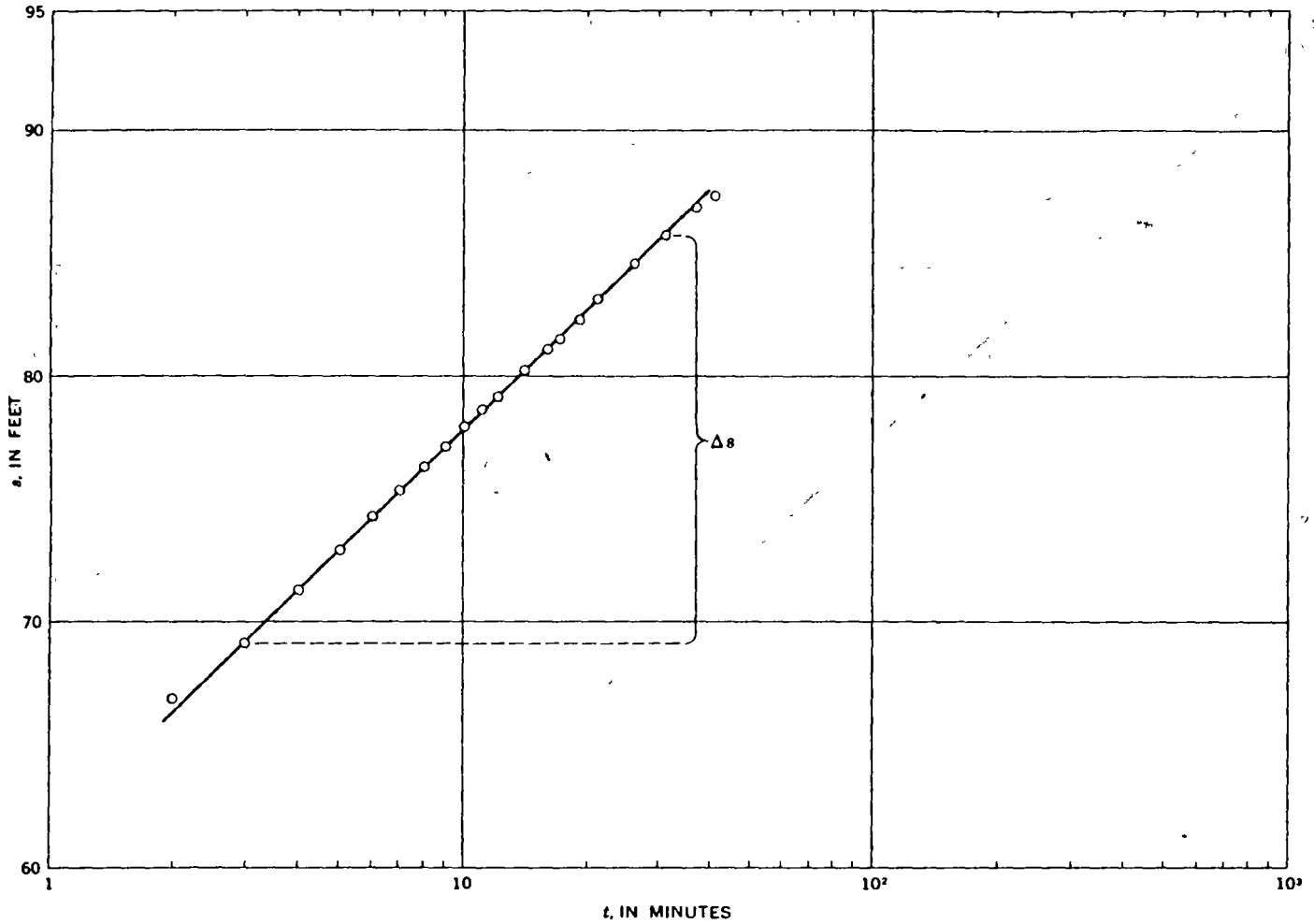


FIGURE 18—Semilogarithmic plot of recovery (s_w) versus t .

gallons per minute and in minutes, respectively, whereas they are in cubic feet per day and in days in equations 71 and 74; hence, conversion factors were used in the solutions. The bracketed part of the denominator in equation 74 is a dimensionless ratio, so the units do not have to be converted. The slight deviations from the straight line of all data points except that for 10:32 a.m. are believed to have resulted from fluctuations in barometric pressure during the test. These were largely self-compensating and seem not to have materially affected the slope of the straight line; however, it is possible to correct the head and discharge with data from a barograph. The value at 10:32 a.m. may have resulted, at least in part, from an error in measuring or recording the discharge.

Columns 3 and 4 in table 8 are included to obtain a weighted average discharge during the 113-min flow period for use in applying the recovery method. The 2-in. gate valve on the well was closed at 12:23 p.m., and the slowly recovering head was measured as shown in table 9 and figure 18. The recovery method (eq. 56) is strictly

TABLE 9.—Field data for recovery test on Artesia Heights well near Grand Junction, Colo., September 22, 1948

[Valve closed at 12:23 p.m. Weighted average discharge, 5.23 gpm. Data from Lobman (1965, tables 6 and 7, well 28)]

| Time of observation | Time since flow stopped, t (min) | Head (ft) above land surface |
|---------------------|------------------------------------|------------------------------|
| 12:25 | 2 | 66.80 |
| 12:26 | 3 | 69.10 |
| 12:27 | 4 | 71.30 |
| 12:28 | 5 | 72.95 |
| 12:29 | 6 | 74.26 |
| 12:30 | 7 | 75.37 |
| 12:31 | 8 | 76.33 |
| 12:32 | 9 | 77.16 |
| 12:33 | 10 | 77.89 |
| 12:34 | 11 | 78.57 |
| 12:35 | 12 | 79.19 |
| 12:37 | 14 | 80.26 |
| 12:39 | 16 | 81.17 |
| 12:40 | 17 | 81.55 |
| 12:42 | 19 | 82.29 |
| 12:45 | 21 | 83.27 |
| 12:50 | 26 | 84.64 |
| 12:55 | 31 | 85.76 |
| 1:01 | 37 | 86.82 |
| 1:05 | 41 | 87.41 |

applicable only to tests of constant discharge and variable drawdown or recovery, whereas the flow test involves constant drawdown and gradually declining discharge. Nevertheless, recovery tests generally give values of T in close agreement with the flow tests and may be useful as corroborative checks. The results by the two methods generally do not agree precisely. For one thing, the weighted average discharge obtained by the method given in table 8, although close enough for the purpose, is not as accurate as would be obtained by use of an accurate water meter, which would integrate the entire discharge during the flow period.

Using the data from table 9 and figure 16 in equation 56,

$$T = \frac{(2.30)(5.23 \text{ gal min}^{-1})(1,440 \text{ min day}^{-1})}{(4\pi)[(85.75 - 69.25) \text{ ft}](7.48 \text{ gal ft}^{-3})}$$

$$= 11.2 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1},$$

which rounds to $11 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$. This value is very close to the value of $12 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$ obtained from the flow test. (Values before rounding were even closer: 11.7 and $11.2 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$.)

Let us test the data using equation 65 to determine if even the earliest observations meet the requirement that u is less than or equal to about 0.01:

$$t = \frac{(0.076 \text{ ft}^2)(1.5 \times 10^{-5})(1,440 \text{ min day}^{-1})}{(4)(12 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1})(0.01)}$$

$$= 3.4 \times 10^{-3} \text{ min.}$$

Thus, largely because of the low values of r_w^2 and S , all observations made 0.003 min or more after discharge or recovery began satisfy this requirement. The earliest observation was 1 min after discharge began (table 8).

INSTANTANEOUS DISCHARGE OR RECHARGE

"SLUG" METHOD

In areas lacking either flowing wells or wells equipped with pumps, it may be desirable to obtain at least an estimate of the transmissivity of the aquifer by use of the so-called "slug" method. In this method a known volume or "slug" of water is suddenly injected into or removed from a well and the decline or recovery of water level is measured at repeated closely spaced intervals during the ensuing minute or two. The method is strictly applicable only to fully penetrating or fully screened wells in confined aquifers of rather low transmissivity—say less than about $7,000 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$. For partially penetrating wells, the value of transmissivity obtained generally would apply only to that part of the aquifer in which the well is screened or open. Application of the method to wells in unconfined aquifers would require considerable judgment, and the results should be regarded with skepticism.

Under the above conditions, and with the usual

assumptions, Cooper, Bredehoeft, and Papadopoulos (1967, p. 264, 265) derived the following equation, which is another solution of equation 40, for the response of a finite-diameter well to such an instantaneous "slug" of water:

$$H = 8H_0 \frac{\alpha}{\pi^2} \int_0^\infty \exp\left(-\frac{\beta u^2}{\alpha}\right) \frac{du}{u \Delta u} \quad [L], \quad (75)$$

where

H = head inside the well at time t after injection or removal of the "slug," above or below initial head $[L]$,

H_0 = head inside the well above or below initial head at instant of injection or removal of "slug" $[L]$,

and

$$\alpha = \frac{r_w^2 S}{r_c^2} \quad [\text{dimensionless}], \quad (76)$$

where

r_w = radius of well screen or open hole $[L]$, and

r_c = radius of casing in interval over which water level fluctuates $[L]$.

In equation 75

$$\beta = \frac{Tt}{r_c^2} \quad [\text{dimensionless}] \quad (77)$$

and

$$\Delta u = [uJ_0(u) - 2\alpha J_1(u)]^2 + [uY_0(u) - 2\alpha Y_1(u)]^2,$$

where

J_0 = Bessel function of first kind, zero order,

J_1 = Bessel function of first kind, first order,

Y_0 = Bessel function of second kind, zero order,

Y_1 = Bessel function of second kind, first order,

and

u = variable of integration.

Values of H/H_0 versus Tt/r_c^2 for five different values of α obtained by numerical solution of equation 75 given by Cooper, Bredehoeft, and Papadopoulos (1967, table 1) are plotted as a family of semilogarithmic curves on plate 2, which is similar to their figure 3. V , the measured volume of water injected or removed from the well, obviously is equal to $H_0 \pi r_c^2$, so the value of H_0 (at the instant of injection or removal) is obtained from

$$H_0 = \frac{V}{\pi r_c^2} \quad [L]. \quad (78)$$

From measured values of H at repeated intervals, values

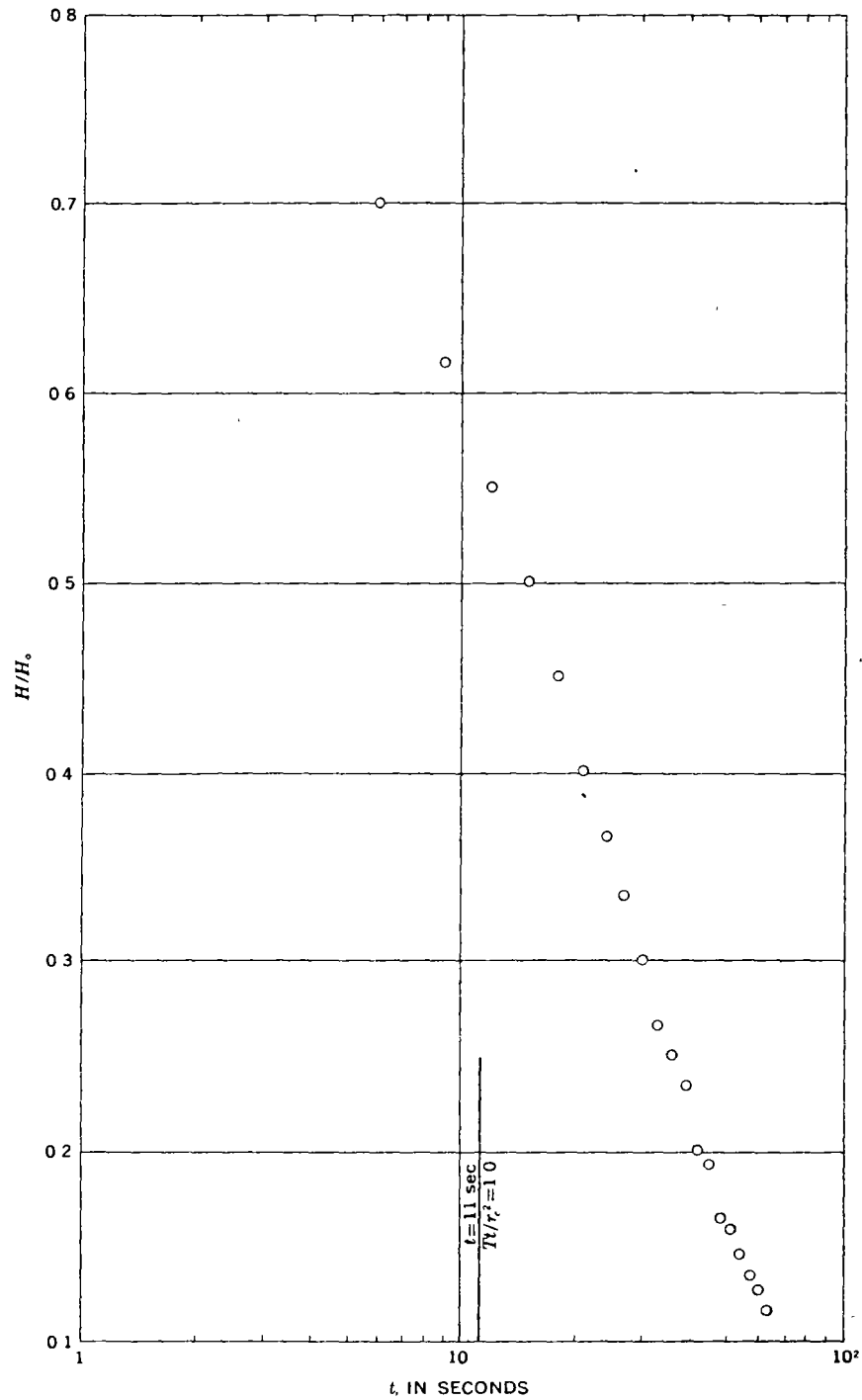


FIGURE 19.—Semilogarithmic plot of data from "slug" test on well at Dawsonville, Ga.
From Cooper, Bredehoeft, and Papadopulos (1967, table 3).

of H/H_0 are computed and are plotted on the linear scale of semilogarithmic paper of the same scale as plate 2 against the time of measurement, t , in seconds, on the logarithmic scale. Note that H/H_0 is a dimensionless ratio, hence any convenient units of measurement may be used without

affecting the final results in any way. The data curve is then superposed on plate 2 by the usual curve matching procedure, and a match line is selected for the value of t at $Tt/r_c^2 = 1.0$ (match point values of H/H_0 are not needed). The transmissivity is then determined from the following

form of equation 77:

$$T = \frac{1.0r_c^2}{t} [L^2T^{-1}] \quad (79)$$

By rewriting equation 76, the storage coefficient may be determined from

$$S = \frac{r_c^2}{r_s^2} \alpha \quad [\text{dimensionless}] \quad (80)$$

but, as pointed out by Cooper, Bredehoeft, and Papadopoulos (1967, p. 267): "However, because the matching of the data plot to the type curves depends upon the shapes of the type curves, which differ only slightly when α differs by an order of magnitude, a determination of S by this method has questionable reliability." They go on to say:

The determination of T is not so sensitive to the choice of the curves to be matched. Whereas the determined value of S will change by an order of magnitude when the data plot is moved from one type curve to another, that of T will change much less. From a knowledge of the geologic conditions and other considerations one can ordinarily estimate S within an order of magnitude [see "Methods of Estimating Storage Coefficient" and "Methods of Estimating Specific Yield"] and thereby eliminate some of the doubt as to what value of α is to be used for matching the data plot.

In 1954 J. G. Ferris and D. B. Knowles (see Ferris and others, 1962, p. 104, 105) described a "slug" test based upon an instantaneous line source rather than a well of finite diameter. Their equation is identical to equation 81, except for algebraic sign. As shown by Cooper, Bredehoeft, and Papadopoulos (1967, p. 265), however, the method of Ferris and Knowles is strictly applicable only for relatively large values of Tt/r_c^2 , and hence of t , and should not be used for the values of t generally measured during a "slug" test.

EXAMPLE

Cooper, Bredehoeft, and Papadopoulos (1967, p. 265-268) illustrated the "slug" method using data obtained from a "slug" test on a well near Dawsonville, Ga., and described the well and procedure as follows. The well is cased to 24 m with 15.2-cm (6-in.) casing and drilled as a 15.2-cm open hole to a depth of 122 m. A nearly instantaneous decline in water level was obtained by the sudden withdrawal of a long weighted float whose total weight was 10.16 kg. From Archimedes' principle, they determined that the float had displaced a volume of 0.01016 m³ of water when floating in the well; hence, $V = 0.01016$ m³. From equation 78, H_0 was found to be 0.560 m. Their recovery data, obtained from an electrically operated recorder actuated by a pressure transducer in the well, are given in table 10 and are shown in figure 19.

By superposition of figure 19 on plate 2, the data are found to fit the type curve for $\alpha = 10^{-3}$. The value of t for the match line where $Tt/r_c^2 = 1.0$ is 11 sec. Therefore, from

TABLE 10.—Recovery of water level in well near Dawsonville, Ga., after instantaneous withdrawal of weighted float [$H_0 = 0.560$ m. From Cooper, Bredehoeft, and Papadopoulos (1967, table 3)]

| t (sec) | Head above datum (m) | H (m) | H/H_0 |
|-----------|----------------------|---------|---------|
| 0 | 896 | 0.560 | 1.000 |
| 3 | 439 | 0.457 | 0.816 |
| 6 | 504 | 0.392 | 0.700 |
| 9 | 551 | 0.345 | 0.616 |
| 12 | 588 | 0.308 | 0.550 |
| 15 | 616 | 0.280 | 0.500 |
| 18 | 644 | 0.252 | 0.450 |
| 21 | 672 | 0.224 | 0.400 |
| 24 | 691 | 0.205 | 0.366 |
| 27 | 709 | 0.187 | 0.334 |
| 30 | 728 | 0.168 | 0.300 |
| 33 | 747 | 0.149 | 0.266 |
| 36 | 756 | 0.140 | 0.250 |
| 39 | 765 | 0.131 | 0.234 |
| 42 | 784 | 0.112 | 0.200 |
| 45 | 788 | 0.108 | 0.193 |
| 48 | 803 | 0.093 | 0.166 |
| 51 | 807 | 0.089 | 0.159 |
| 54 | 814 | 0.082 | 0.146 |
| 57 | 821 | 0.075 | 0.134 |
| 60 | 825 | 0.071 | 0.127 |
| 63 | 831 | 0.065 | 0.116 |

equation 79,

$$T = \frac{(1.0)(7.6 \text{ cm})^2}{11 \text{ sec}} = 5.3 \text{ cm}^2 \text{ sec}^{-1}$$

or

$$T = \frac{(1.0)(7.6 \text{ cm})^2(8.64 \times 10^4 \text{ sec day}^{-1})}{(11 \text{ sec})(0.929 \times 10^3 \text{ cm}^2 \text{ ft}^{-2})}$$

$$= 490 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$$

BAILER METHOD

Skibitzke (1958) proposed a method for determining the transmissivity from the recovery of water level in a well that has been bailed. At any given point on the recovery curve the following equation applies:

$$T = \frac{V}{4\pi s't [e^{r_w^2 S / 4Tt}]} [L^2T^{-1}] \quad (81)$$

where

- s' = residual drawdown [L],
- V = volume of water removed in one bailing cycle [L^3],
- t = length of time since bailing stopped [T], and
- r_w = effective radius of the well [L].

As r_w is small, the term in brackets in equation 81 approaches e^0 , or unity, as t increases; therefore, for large values of t , equation 81 may be rewritten:

$$T = \frac{V}{4\pi s't} [L^2T^{-1}] \quad (82)$$

If the residual drawdown is observed at some time after the

completion of n bailing cycles, the following equation applies:

$$T = \frac{1}{4\pi s'} \left[\frac{V_1}{t_1} + \frac{V_2}{t_2} + \frac{V_3}{t_3} + \dots + \frac{V_n}{t_n} \right] \quad [L^2 T^{-1}]. \quad (83)$$

If approximately the same volume of water is bailed during each cycle, equation 83 becomes

$$T = \frac{V}{4\pi s'} \left[\frac{1}{t_1} + \frac{1}{t_2} + \frac{1}{t_3} + \dots + \frac{1}{t_n} \right] \quad [L^2 T^{-1}]. \quad (84)$$

Equation 84 is applied to single values of V and s' and the summation of the reciprocal of the elapsed time between the time each bailer was removed from the well and the time of observation of s' . If T is to be expressed in square feet per day, then obviously V should be expressed in cubic feet, s' in feet, and t in days, or suitable conversions of units should be made.

The bailer method should give satisfactory estimates of T for wells in confined aquifers having sufficiently shallow water levels to permit short time intervals between bailing cycles. In wells in unconfined aquifers, or in wells having relatively deep water levels, the method should be used with considerable judgment or not at all. (See also "Precautions.")

Unfortunately, I have no data available with which to illustrate the bailer method.

LEAKY CONFINED AQUIFERS WITH VERTICAL MOVEMENT

The flow equations for confined aquifers under conditions of both constant discharge and constant drawdown discussed in earlier sections of this report all are based upon the assumptions that the confining beds are impermeable (or have very low permeability), that they release no water from storage, and that vertical flow components are negligible. It is well known that no rocks are wholly impermeable and that some confining beds have finite permeability. We will now take up the equations for both steady and nonsteady radial flow from infinite aquifers whose confining beds leak water either from or to the aquifer.

CONSTANT DISCHARGE STEADY FLOW

Consider an aquifer overlain by a confining bed of low but finite permeability, which in turn is overlain by an unconfined aquifer. When discharge occurs from a well in a confined aquifer, the potentiometric surface is lowered throughout a large circular area (Cooper, 1963, p. 48). This lowering changes the relative head between the confined and unconfined aquifers and results in turn in a change in the rate of leakage through the confining bed.

The change may be either a decrease in the rate of leakage out of the aquifer or an increase in the rate of leakage into the aquifer, but either way the change results in a net increase in the supply of water to the aquifer and, therefore, constitutes capture of water.

Jacob (1946) derived an equation of steady flow near a well discharging at a constant rate from such an infinite leaky confined aquifer and described a graphical method for determining the transmissivity of the aquifer and the "leakance" of the confining bed. The leakance is the ratio K'/b' , in which K' and b' are the vertical hydraulic conductivity and the thickness, respectively, of the confining beds. Hantush and Jacob (1954) derived equations for steady flow in variously bounded leaky confined aquifers. Later, equations for the more generally encountered nonsteady flow in such aquifers were developed, and these will now be taken up.

NONSTEADY FLOW

HANTUSH-JACOB METHOD

Hantush and Jacob (1955) derived the following equation for nonsteady radial flow in an infinite leaky confined aquifer:

$$\frac{s}{Q/4\pi T} = 2K_0(2v) - \int_{v^2/u}^{\infty} \frac{1}{y} \exp\left(\frac{-y-v^2}{y}\right) dy \quad [\text{dimensionless form}], \quad (85)$$

where

K_0 = the modified Bessel function of the second kind of zero order,

and

$$v = \frac{r}{2} \sqrt{\frac{K'}{b'T}} \quad [\text{dimensionless}], \quad (86)$$

where

K' = the vertical hydraulic conductivity of the confining bed $[LT^{-1}]$,

b' = the thickness of the confining bed $[L]$, and

T = the transmissivity of the aquifer $[L^2 T^{-1}]$,

and

$u = r^2 S / 4Tt$ [dimensionless], and

y = the variable of integration.

The authors gave two series expressions for the formal solutions of equation 85—one for large values of t and one for small values—and gave a few examples in both tabular and graphic form. In January 1956, Hilton H. Cooper, Jr., computed many values and prepared two families of type curves which were later published (Cooper, 1963, pl. 4). Meanwhile, unknown to Cooper, Hantush (1955) also had computed many values. (See also Hantush, 1956.)

TABLE 11.—Postulated water-level drawdowns in three observation wells during a hypothetical test of an infinite leaky confined aquifer (Pumped well began discharging 1,000 gal min⁻¹ at t=0 min) From Cooper (1963, p. 54)

| Time since pumping began, t | | Well 1 (r=100 ft) | | Well 2 (r=500 ft) | | Well 3 (r=1,000 ft) | |
|-----------------------------|----------|--|---------------------|--|---------------------|--|---------------------|
| | | $\frac{t}{r^2}$ (day ft ⁻²) | Drawdown, s (ft) | $\frac{t}{r^2}$ (day ft ⁻²) | Drawdown, s (ft) | $\frac{t}{r^2}$ (day ft ⁻²) | Drawdown, s (ft) |
| 0.2 | 0.000139 | 1.39×10^{-8} | 1.76 | 5.56×10^{-10} | 0.01 | 1.39×10^{-10} | 0.00 |
| .5 | .000347 | 3.47×10^{-8} | 2.75 | 1.39×10^{-9} | .14 | 3.47×10^{-10} | .00 |
| 1 | .000694 | 6.94×10^{-8} | 3.59 | 2.78×10^{-9} | .45 | 6.94×10^{-10} | .02 |
| 2 | .00139 | 1.39×10^{-7} | 4.26 | 5.56×10^{-9} | .93 | 1.39×10^{-9} | .14 |
| 5 | .00347 | 3.47×10^{-7} | 5.28 | 1.39×10^{-8} | 1.76 | 3.47×10^{-9} | .55 |
| 10 | .00694 | 6.94×10^{-7} | 5.90 | 2.78×10^{-8} | 2.34 | 6.94×10^{-9} | .99 |
| 20 | .0139 | 1.39×10^{-6} | 6.47 | 5.56×10^{-8} | 2.85 | 1.39×10^{-8} | 1.46 |
| 50 | .0347 | 3.47×10^{-6} | 6.92 | 1.39×10^{-7} | 3.31 | 3.47×10^{-8} | 1.95 |
| 100 | .0694 | 6.94×10^{-6} | 7.11 | 2.78×10^{-7} | 3.50 | 6.94×10^{-8} | 2.10 |
| 200 | .139 | 1.39×10^{-5} | 7.20 | 5.56×10^{-7} | 3.51 | 1.39×10^{-7} | 2.11 |
| 500 | .347 | 3.47×10^{-5} | 7.21 | 1.39×10^{-6} | 3.52 | 3.47×10^{-7} | 2.11 |
| 1,000 | .694 | 6.94×10^{-5} | 7.21 | 2.78×10^{-6} | 3.52 | 6.94×10^{-7} | 2.11 |

As described by Cooper (1963), if the right-hand side of equation 85 is represented by $L(u, v)$, the L , or leakance, function of u and v , equation 85 may be written

$$s = \frac{Q}{4\pi T} L(u, v) \quad [L] \quad (87)$$

S is determined by

$$S = 4T \frac{t/r^2}{1/u} \quad [\text{dimensionless}] \quad (88)$$

and

$$\frac{K'}{b'} = 4T \frac{v^2}{r^2} = \frac{S \left(\frac{v^2}{u}\right)}{t} \quad [T^{-1}] \quad (89)$$

When K' and, hence, v approach zero, it can be shown that $L(u, v)$ approaches $W(u)$, and equation 87 becomes equation 46, the Theis equation. An enlargement of two families of type curves of $L(u, v)$ versus $1/u$ prepared by Cooper (1963, pl. 4) is shown on plate 3A: In one family of curves, v is the parameter; in the other, v^2/u is the parameter. The solid-line type curves (v) correspond to a plot of s (vertical) versus t at some constant r , plotted as t/r^2 (horizontal). The dashed-line curves (v^2/u) correspond to a plot of s versus t/r^2 at some constant t .

EXAMPLE

Table 11 from Cooper (1963, p. 54) gives postulated drawdowns in observation wells at distances of 100, 500, and 1,000 ft from a well discharging at the constant rate of 1,000 gpm for 1,000 min from a leaky confined aquifer. Values of s versus t/r^2 for the three wells are shown on plate 3B superposed on the type curves. Note that a match point was chosen where $\alpha(u, v) = 1.0$, $1/u = 1.0$, $s = 1.15$ ft, and $t/r^2 = 1.87 \times 10^{-9}$ day ft⁻². Substituting appropriate values in equations 87 (solved for T) and 88 gives,

respectively,

$$T = \frac{(1,000 \text{ gal min}^{-1})(1,440 \text{ min day}^{-1})(1.0)}{(4\pi)(1.15 \text{ ft})(7.48 \text{ gal ft}^{-3})} = 13,300 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1} \text{ (rounded)}$$

and

$$S = (4)(13,300 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}) \frac{(1.87 \times 10^{-9} \text{ day ft}^{-2})}{1.0} = 10^{-4} \text{ (rounded)}$$

The plotted values for observation well 1 fall slightly below the solid-line curve for $v = 0.02$, or at about 0.025. Substituting $r = 100$ ft, $v = 0.025$, and $T = 13,300 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$ in the first part of equation 89 gives

$$\frac{K'}{b'} = (4)(13,300 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}) \frac{(0.025)^2}{(100 \text{ ft})^2} = 0.0033 \text{ day}^{-1}$$

Assume $b' = 100$ ft, then $K' = 0.33 \text{ ft day}^{-1}$.

As the data in table 11 represent idealized conditions, the same values for K'/b' would be obtained using the data for observation wells 2 and 3. Also, the same values of K'/b' would be obtained using the dashed-line curves by plotting the values of s for each observation well for some constant t , say 100 min (0.0694 day), and substituting the value of v^2/u , s , and t in the second part of equation 89.

Cooper (1963, p. 55) gives the following pertinent conclusions in regard to this method:

Because the adjustment of the hydraulic gradient through a confining bed generally lags considerably behind the decline in head, the water yielded by an artesian aquifer is derived largely, if not entirely, from storage in the confining bed. For this reason, most time-drawdown plots deviate from the Theis curve to a greater degree than if leakage alone were involved. The method for determining leakance is presented with reservation because, if applied under the mistaken assumption that the deviations are due to leakage, it yields erroneously large values. However, whenever the results of an aquifer test indicate that leakage occurs, the deter-

mination of T and S by use of the family of type curves described in this paper has advantages over that by use of the Theis type curve alone.

HANTUSH MODIFIED METHOD

Hantush (1960) presented an important modification of the theory of leaky confined aquifers in which the storage of water in the semipervious confining bed or beds is taken into account. His main equations are:

$$T = \frac{Q}{4\pi s} H(u, \beta) \quad [L^2 T^{-1}], \quad (90)$$

where

$$H(u, \beta) = \int_u^\infty \frac{e^{-y}}{y} \operatorname{erfc} \left(\frac{\beta/\sqrt{u}}{\sqrt{y(y-u)}} \right) dy \quad [\text{dimensionless}], \quad (91)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad [\text{dimensionless}],$$

as in the Theis equation, and

$$\beta = \frac{r}{4b} \left(\sqrt{\frac{K'S'_s}{KS_s}} + \sqrt{\frac{K''S''_s}{KS_s}} \right) \quad [\text{dimensionless}], \quad (92)$$

where

K = hydraulic conductivity of main aquifer,
 K', K'' = hydraulic conductivities of semipervious
 confining layers,

$S = bS_s$ } Storage coefficients of the main aquifer
 $S' = b'S'_s$ } and of the semipervious confining
 $S'' = b''S''_s$ } layers, respectively, and

S_s, S'_s, S''_s = specific storage (storage coefficient per
 vertical unit of thickness) of the main
 aquifer and confining layers ($b, b',$ and
 b''), respectively.

The versatility of equations 90 through 92 lies in the fact that they are the general solutions for the drawdown distribution in all confined aquifers, whether they are leaky or nonleaky. Thus, if K' and K'' approach zero or are made equal to zero, β approaches or equals zero, and equation 90 becomes equation 46, the Theis equation for nonleaky confined aquifers. Hantush (1960, p. 3716-3718) gives general solutions for three different configurations of aquifers and sets of confining beds. If K'', S' , and S'' approach zero or are made equal to zero, two of these solutions become equal to equation 85 of Hantush and Jacob (1955)—the equation for leaky confined aquifers for which release of stored water from the confining beds is considered negligible.

Plate 4 is a logarithmic plot of $1/u$ versus $H(u, \beta)$ for various indicated values of β , copied from a plot made by E. J. McClelland, U.S. Geological Survey, Sacramento,

Calif., in 1961 from tabulated values by Hantush (1960). Time-drawdown or time-recovery data from tests in aquifers whose confining bed or beds are suspected of releasing water from storage are plotted (as s versus t) on 3×5 -cycle logarithmic paper having the same scale as plate 4 (such as K & E 359-125G or 46-7522), and this is superposed on plate 4 until a fit is obtained on one of the type curves by the usual curve-matching procedure. From values of the four parameters at a convenient match point, T and S may be determined from equations 90 and 47, respectively.

Thorough knowledge of the geology, including the character of the confining beds, should indicate in advance which of the two leaky-aquifer type curves to use, or whether to use the Theis type curve for nonleaky aquifers.

EXAMPLE

Table 12 gives the time-drawdown measurements in an observation well at Pixley, Calif., 1,400 ft from a well pumping 750 gpm, supplied by Francis S. Riley (U.S. Geological Survey, Sacramento, Calif., written commun., March 5, 1968). The pumped well, which is 600 ft deep, obtains water from gravel, sand, sandy clay, and clay of the Tulare Formation in an area where considerable land subsidence has resulted from prolonged pumping from confined aquifers containing appreciable amounts of clay.

TABLE 12—Drawdown of water level in observation well 23S/25E-17Q2, 1,400 ft from a well pumping at constant rate of 750 gpm, at Pixley, Calif., March 13, 1963
 [Drawdown corrected for pretest trend. Data from Francis S. Riley (written commun., March 5, 1968)]

| Time since pumping began, t (min) | Drawdown, s (ft) | Time since pumping began, t (min) | Drawdown, s (ft) |
|-------------------------------------|--------------------|-------------------------------------|--------------------|
| 6 37 | 0 01 | 90 | 0 75 |
| 8 58 | 02 | 100 | .82 |
| 10 23 | .03 | 137 | 1 04 |
| 11 90 | 04 | 150 | 1 12 |
| 12 95 | 05 | 160 | 1 17 |
| 14 42 | 06 | 173 | 1 24 |
| 15 10 | .07 | 184 | 1 27 |
| 16 88 | 08 | 200 | 1 35 |
| 17 92 | 10 | 210 | 1 40 |
| 21 35 | .12 | 278 | 1 68 |
| 21 70 | .13 | 300 | 1 76 |
| 22 70 | .14 | 315 | 1 83 |
| 23 58 | .15 | 335 | 1 87 |
| 24 65 | .17 | 365 | 1 99 |
| 29 | .21 | 390 | 2 10 |
| 30 | .22 | 410 | 2 13 |
| 32 | .24 | 430 | 2 20 |
| 34 | .26 | 450 | 2 23 |
| 36 | .28 | 470 | 2 29 |
| 38 | .30 | 490 | 2 32 |
| 41 | .33 | 510 | 2 39 |
| 44 | .36 | 560 | 2 48 |
| 47 | .38 | 740 | 2 92 |
| 50 | .42 | 810 | 3 05 |
| 54 | .46 | 890 | 3 19 |
| 60 | .52 | 1,255 | 3 66 |
| 65 | .56 | 1,400 | 3 81 |
| 70 | .60 | 1,440 | 3 86 |
| 80 | .65 | 1,485 | 3 90 |

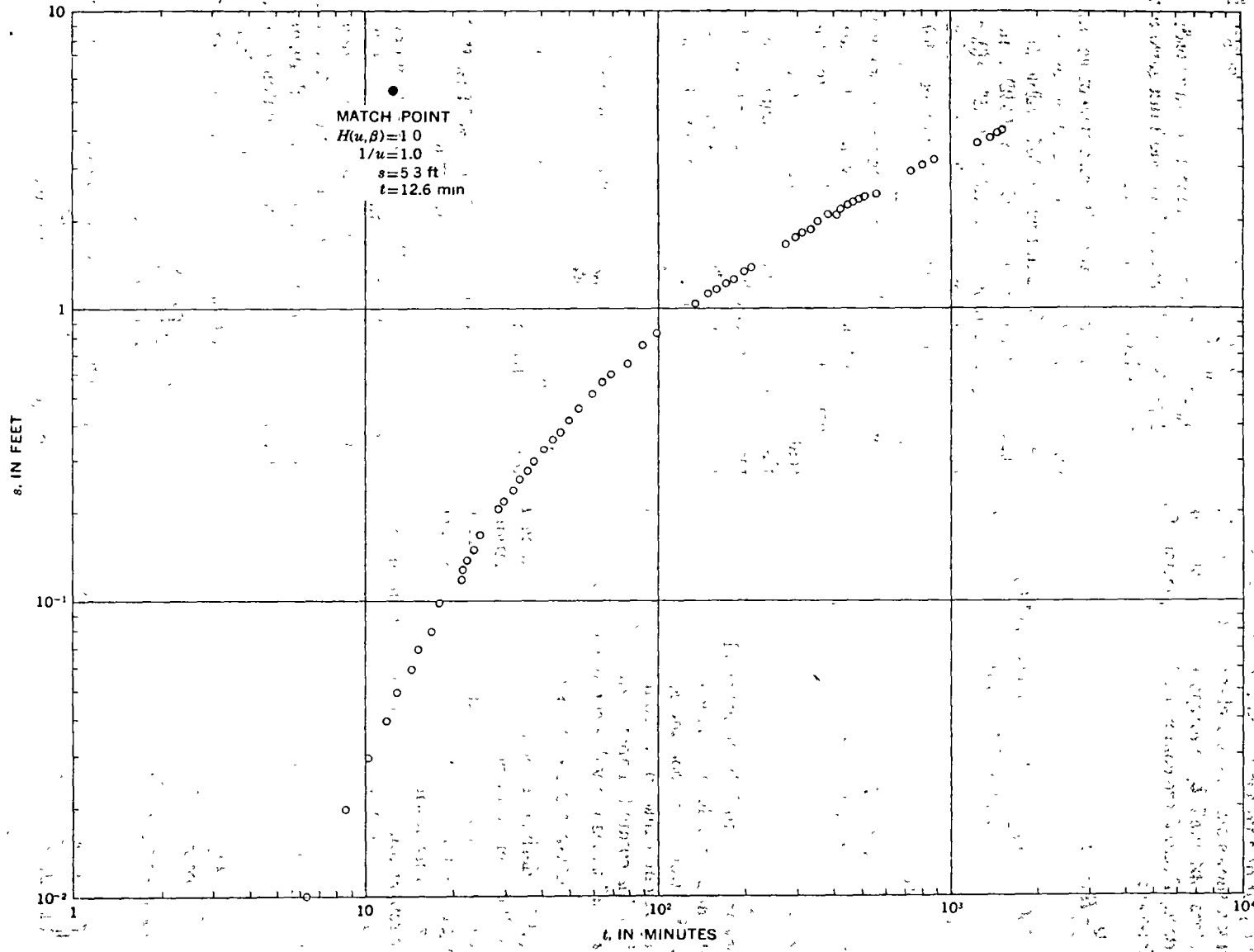


FIGURE 20.—Logarithmic plot of s versus t for observation well 23S/25E-17Q2 at Pixley, Calif

(See table 3, "Tulare-Wasco area.") The aquifer is confined by the Corcoran Clay Member, about 6 ft thick, above which is an unconfined aquifer about 200 ft thick. A logarithmic plot of s versus t from table 12 is shown in figure 20, which shows also the match-point values of the four parameters obtained by superposition on plate 4. From these data, T and S are computed from equations 90 and 47, as follows:

$$\begin{aligned} T &= \frac{Q}{4\pi s} H(u, \beta) \\ &= \frac{(750 \text{ gal min}^{-1})(1,440 \text{ min day}^{-1})(1.0)}{(4\pi)(5.3 \text{ ft})(7.48 \text{ gal ft}^{-3})} \\ &= 2,170 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}, \end{aligned}$$

rounded to $2,200 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$, and

$$\begin{aligned} S &= \frac{4Ttu}{r^2} = \frac{(4)(2,170 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1})(12.6 \text{ min})}{(1,400 \text{ ft})^2(1,440 \text{ min day}^{-1})(1/1.0)} \\ &= 3.9 \times 10^{-5}, \end{aligned}$$

rounded to 4×10^{-5} .

Preliminary attempts to fit both early and late data from table 12, and similar drawdown and recovery data from two other observation wells at $r = 650$ and $1,220$ ft, to the Theis curve gave apparent values of T from 5 to 20 times the more realistic value computed above, and apparent values of S from 17 to 25 times the value computed above.

CONSTANT DRAWDOWN

Hantush (1959) derived an equation for determining T and S for a well of constant drawdown that is discharging by natural flow from an infinite leaky confined aquifer, and he also gave solutions for a circular leaky confined aquifer with zero drawdown on the outer boundary and for a closed circular aquifer. The equations for the infinite leaky confined aquifer follow:

$$T = \frac{Q}{2\pi s_w G(\alpha, r_w/B)} \quad [L^2 T^{-1}], \quad (93)$$

where

$$\alpha = \frac{Tt}{Sr_w^2} \quad [\text{dimensionless}], \quad (94)$$

$$r_w/B = r_w \sqrt{T/(K'/b')} \quad [L^2], \quad (95)$$

and

$$G\left(\alpha, \frac{r_w}{B}\right) = \left(\frac{r_w}{B}\right) \frac{K_1(r_w/B)}{K_0(r_w/B)} + \frac{r}{\pi^2} \exp\left[-\alpha \left(\frac{r_w}{B}\right)^2\right]$$

$$\int_0^\infty \frac{u \exp(-\alpha u^2)}{J_0^2(u) + Y_0^2(u)} \cdot \frac{du}{u^2 + (r_w/B)^2} \quad [\text{dimensionless}],$$

(96)

where

K_1 = Modified Bessel function of second kind, first order,

K_0 = Modified Bessel function of second kind, zero order,

J_0 = Bessel function of first kind, zero order,

Y_0 = Bessel function of second kind, zero order, and

u = variable of integration.

The integral in equation 96 cannot be integrated directly but was evaluated numerically, and values of the parameters are given by Hantush (1959, table 1) from which plate 5 was drawn after Walton (1962, pl. 4). When $B = \infty$, r_w/B and $K'b'$ (equal to T/B^2) = 0, so that the parent-type curve on plate 5 is the same as on plate 1—the nonleaky-type curve of Jacob and Lohman (1952, fig. 5)—except, of course, that the values of the parameters differ.

On translucent logarithmic paper of the same scale as plate 5 (such as Codex 4123) values of Q are plotted on the vertical scale against values of t on the horizontal scale, and the data curve is superposed on plate 5. From the match point obtained by the usual curve matching procedure, preferably at $G(\alpha, r_w/B)$ and $\alpha = 1.0$, values of the four parameters $G(\alpha, r_w/B)$, α , Q , and t are obtained. T is then determined using equation 93, and S is determined by rewriting equation 94.

$$S = \frac{Tt}{r_w^2 \alpha} \quad [\text{dimensionless}]. \quad (97)$$

Unfortunately, I have no field data with which to illustrate this method.

UNCONFINED AQUIFERS WITH VERTICAL MOVEMENT

Boulton (1954a) derived an integral equation for the drawdown of the water table near a discharging well before the flow approaches steady state, which is founded partly on a consideration of vertical flow components, such as those that prevail near the well during the early stages of a pumping test in an unconfined aquifer. (See Stallman, 1961a.) In our notation, his partial differential equation describing the head (h) at the water table is

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{K}{S} \left[\left(\frac{\partial h}{\partial r} \right)^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial z} \right)^2 - \frac{\partial h}{\partial z} \right] \quad [LT^{-1}]. \quad (98)$$

As equation 98 is nonlinear and cannot readily be solved, he assumes that the head gradients are small enough that their squares may be neglected, whence

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{K}{S} \frac{\partial h}{\partial z} = 0 \quad [LT^{-1}], \quad (99)$$

where h = pressure head ($p/g\rho$) plus elevation head (z).

Boulton's solution for an isotropic unconfined aquifer, in which the vertical and horizontal permeability are equal, is

$$s = \frac{Q}{2\pi Kb} \int_0^\infty \frac{J_0(\lambda\psi)}{\lambda} [1 - \exp(-\tau\lambda \tanh h\lambda)] d\lambda \quad [L], \quad (100)$$

where

$$\left. \begin{aligned} \psi &= \frac{r}{b} \quad [\text{dimensionless}], \\ \tau &= \frac{Kt}{Sb} \quad [\text{dimensionless}], \end{aligned} \right\} \quad (101)$$

and

J_0 = Bessel function of the first kind of zero order, and λ = variable of integration.

For anisotropic aquifers, in which the vertical hydraulic conductivity, K_v , differs from the horizontal (radial) hydraulic conductivity, K_r , equation 101 becomes

$$\psi = \frac{r}{b} \sqrt{\frac{K_v}{K_r}} \quad (102)$$

Equation 100 may be written:

$$T = \frac{Q}{2\pi s} V(\psi, \tau) \quad [L^2T^{-1}], \quad (103)$$

where $V(\psi, \tau)$ = the V function of ψ and τ . When τ is sufficiently large, equation 103 reduces to the Theis equation (eq. 46). When τ is small, the Boulton equation 103 and the Theis equation (46) are related thus:

$$u = \frac{\psi^2}{4\tau} = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad [\text{dimensionless}]. \quad (104)$$

Boulton (1954a) gave a short table of values for $V(\psi, \tau)$ which was extended considerably by Stallman (1961b) with the aid of a digital computer. Stallman (1961a) also plotted values of $2V(\psi, \tau)$, or $W(u)$, versus $1/u$ for various values of ψ ; values of $2V(\psi, \tau)$ versus ψ , for various values of τ ; and s versus t/r^2 , for values of ψ and τ , for pumping-test data for unconfined aquifers in Kansas and Nebraska.

From finite-difference expressions of partial differential equations similar to Boulton's, Stallman (1963a, 1965) designed electric-analog models simulating the assumed hydraulic model of an anisotropic aquifer, which he used to compute various values of the parameters for different penetrations of both pumping and observation wells. The principal results are given in his figures 10 and 12 (Stallman, 1965), which are here reproduced at larger scale on plates 6 and 7. These are nondimensional logarithmic plots

of sT/Q versus Tt/r^2S ; for observation wells at different values of ψ and for a pumping well for which $\psi = 0.002$. Plate 6 is for a fully penetrating pumping well, for five different penetrations of observation wells; plate 7 is for a pumping well open only for the bottom 0.3b and for the same five penetrations of observation wells.

For tests of aquifers whose values of K_v and K_r are suspected to differ appreciably, observed values of s versus t , t/r^2 , or $1/r^2$ (for constant t) are plotted on translucent logarithmic graph paper of the same scale as plates 6 and 7 (such as K & E 359-125b or 46-7522, 3x5 cycle) and are fitted to the appropriate curve of plate 6 or 7 by the usual curve-matching procedure. From the four values of parameters at the match point, assuming that the match point is chosen so that both sT/Q and Tt/r^2S are equal to 1.0, T obviously is obtained from

$$T = 1.0 \frac{Q}{s} \quad [L^2T^{-1}] \quad (105)$$

and S is obtained from

$$S = \frac{Tt}{1.0r^2} \quad [\text{dimensionless}]. \quad (106)$$

Of course the values of any other match points, such as 10 or 10^{-1} , may be used in these equations, but the ones assumed are most convenient. Note that, in plotting his type curves, Stallman omitted the 4π and 4 from the parameters sT/Q and Tt/r^2S , respectively, thus omitting these pure numbers also in the computations, using equations 105 and 106.

The relation of z to b in both the pumped and observation wells for curves on plates 6 and 7 is shown in figure 21. A well for which $z=0$ would fully penetrate the aquifer but would be open only at the bottom. Dagan (1967) gave

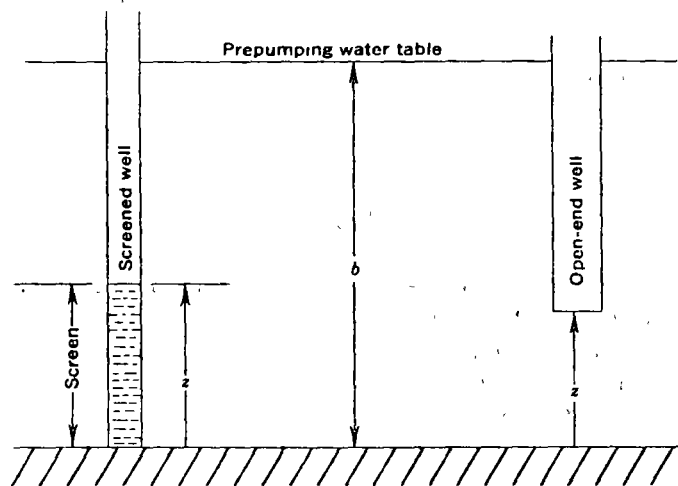


FIGURE 21 —Relation of z to b of pumped and observation wells on plates 6 and 7.

a digital computer solution for producing curves like those on plates 6 and 7 for any degree of penetration.

Boulton (1954b, 1963, 1964) also derived an equation to take account of the delayed yield from storage, which occurs in unconfined aquifers during the early part of the pumping. Boulton's (1963) differential equation is, in slightly modified notation,

$$T \left(\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} \right) = S_e \frac{\partial s}{\partial t} + \alpha S_l \int_0^t \frac{\partial s}{\partial t} e^{-\alpha(t-\tau)} d\tau \quad [LT^{-1}], \quad (107)$$

where

$$\alpha = \left(\frac{l}{B} \right)^2 / r^2 S_l,$$

where

$$B = \sqrt{\frac{T}{\alpha S_l}},$$

and

S_e = early time apparent specific yield,
 S_l = later time specific yield, and
 τ = variable of integration.

When $n = \infty$, where

$$n = \frac{S_e + S_l}{S_e},$$

Boulton's solution of equation 107, for the drawdown at distance r from a pumped well that completely penetrates the aquifer, is

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_0^\infty 2J_0 \left(\frac{r}{B} x \right) \left\{ 1 - \frac{1}{x^2 + 1} \exp \left(-\frac{\alpha t x^2}{x^2 + 1} \right) - \epsilon \right\} \frac{dx}{x} \quad [L], \quad (108)$$

where

J_0 = Bessel function of the first kind of zero order,
 x = variable of integration,

and

$$\epsilon = \frac{x^2}{x^2 + 1} \exp \{ -\alpha t (x^2 + 1) \}.$$

For sufficiently small values of t , equation 108 becomes equal to equation 85, the leaky confined aquifer equation of Hantush and Jacob (1955).

Boulton (1963, p. 480, 481) gives tables of solutions of equation 108 for his W function ($4\pi T s/Q$) for various values of, in our notation, $1/u_e = 4Tt/r^2 S_e$, for his type A curves, for various values of $1/u_l = 4Tt/r^2 S_l$, for his type B curves, and for various values of r/B . Families of Boulton delayed-yield type curves based upon these tabulated

values are shown on plate 8, which is similar to Boulton's (1963) figure 1. His type A curves ($1/u_e$) are shown to the left of the break in the curves; his type B curves ($1/u_l$) are shown to the right of the break. Note that the type A curves are essentially the same as those shown on plate 3A for leaky confined aquifers. Note also that the Theis type curve is asymptotic to the left of the type A family of curves and to the right of the type B family.

Logarithmic time-drawdown plots for tests of unconfined aquifers in which delayed yield from storage is suspected may be superposed on plate 8, and a match point may be obtained for a suitable value of r/B . From the four parameters s , t , $4\pi T s/Q$, and $4Tt/r^2 S_e$ or $4Tt/r^2 S_l$ thus obtained, the desired values of T and S_e or S_l may be obtained as follows, assuming that the dimensionless parameters chosen on plate 8 are both equal to 1.0.

$$T = \frac{(1.0)Q}{4\pi s} \quad [L^2 T^{-1}]. \quad (109)$$

For early values of t ,

$$S_e = \frac{4Tt}{r^2 (1.0)} \quad [\text{top scale, dimensionless}]; \quad (110)$$

for later values of t ,

$$S_l = \frac{4Tt}{r^2 (1.0)} \quad [\text{bottom scale, dimensionless}]. \quad (111)$$

EXAMPLE FOR ANISOTROPIC AQUIFER

Table 13 gives the time-drawdown data for an observation well of $z = 0.5b$ which was 63.0 ft from a fully penetrating, fully screened well ($z = b$) pumped at an average rate of 1,170 gpm, near Ione, Colo. The wells are in unconfined alluvium having a prepumping saturated thickness (b) of 39.4 ft. The pumped well is 56.5 ft deep and the observation well is 25.8 ft ($0.52b$) deep. Figure 22 is a logarithmic plot of the data given in table 13, and also it shows the values of the four parameters at the match point obtained by superposing figure 22 on plate 6D.

From equation 105,

$$T = \frac{(1.0)(1,170 \text{ gal min}^{-1})(1,440 \text{ min day}^{-1})}{(10.3 \text{ ft})(7.48 \text{ gal ft}^{-3})} \\ = 2.2 \times 10^4 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}.$$

From equation 106,

$$S = \frac{(2.2 \times 10^4 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1})(52 \text{ min})}{(1.0)(63 \text{ ft})^2 (1,440 \text{ min day}^{-1})} = 0.2 \text{ (rounded)}.$$

Using equation 102,

$$\psi = \frac{r}{b} \sqrt{\frac{K_z}{K_r}} = 0.9,$$

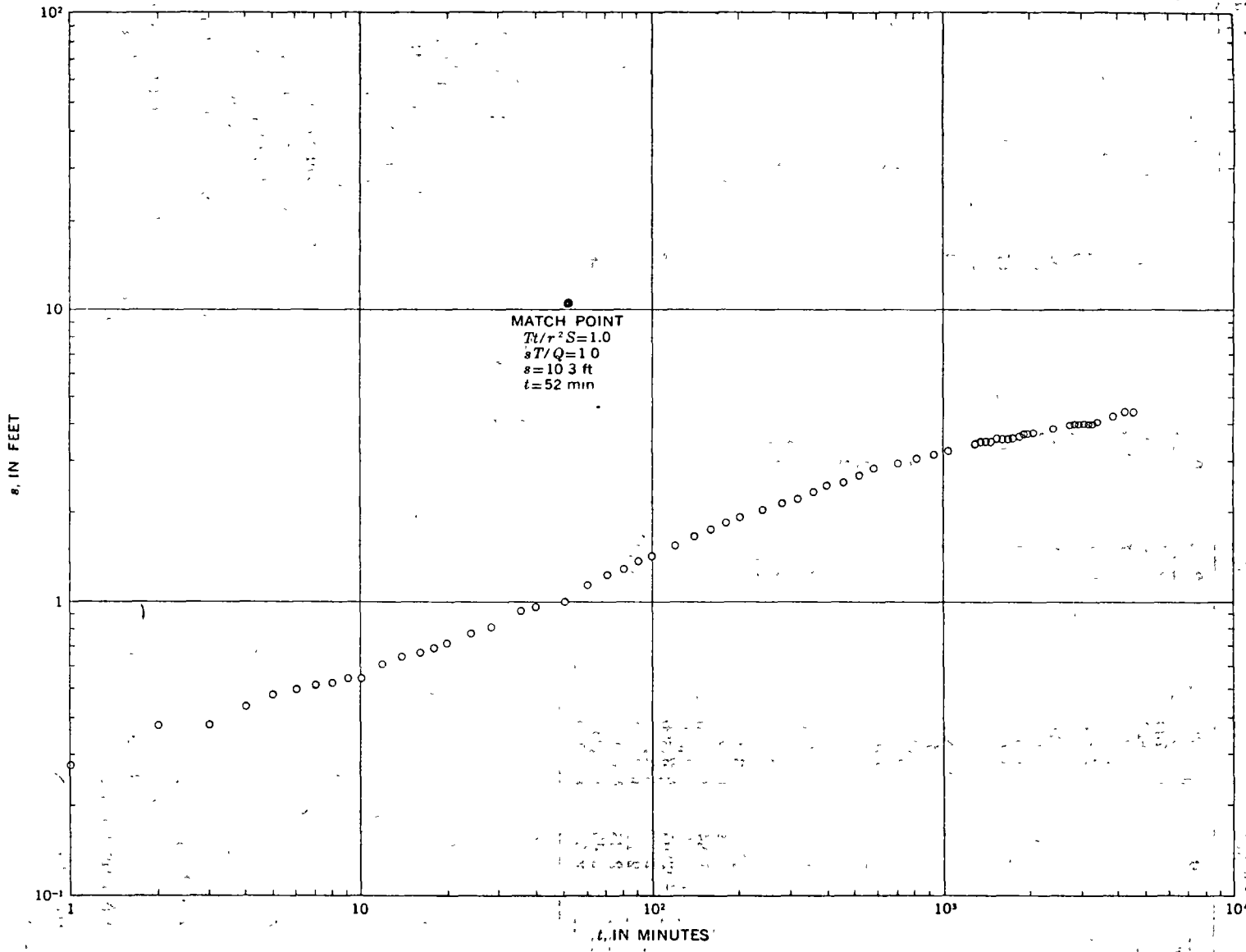


FIGURE 22.—Logarithmic plot of s versus t for observation well B2-66-7dda2, near Ione, Colo.

TABLE 13—Drawdown of water level in observation well B2-66-7dda2, 63.0 ft from a well pumping at average rate of 1,170 gpm, near Ione, Colo., August, 15-18 1967

[Data from D. R. Albin, written commun., January 1968]

| Time since pumping began, <i>t</i> (min) | Corrected drawdown, <i>s</i> (ft) | Time since pumping began, <i>t</i> (min) | Corrected drawdown, <i>s</i> (ft) |
|--|-----------------------------------|--|-----------------------------------|
| 1 | 0 28 | 520 | 2 66 |
| 2 | 38 | 580 | 2 74 |
| 3 | .38 | 700 | 2 91 |
| 4 | 44 | 820 | 3 02 |
| 5 | 48 | 940 | 3 17 |
| 6 | .50 | 1,060 | 3 22 |
| 7 | 52 | 1,300 | 3 41 |
| 8 | 53 | 1,360 | 3 44 |
| 9 | 56 | 1,420 | 3 48 |
| 10 | 56 | 1,480 | 3 48 |
| 12 | 61 | 1,540 | 3 51 |
| 14 | .65 | 1,600 | 3 56 |
| 16 | 67 | 1,660 | 3 57 |
| 18 | 70 | 1,720 | 3 59 |
| 20 | 72 | 1,810 | 3 64 |
| 24 | .79 | 1,900 | 3 67 |
| 28 | 82 | 1,960 | 3 70 |
| 36 | .92 | 2,020 | 3 73 |
| 40 | 96 | 2,380 | 3 84 |
| 50 | 1 00 | 2,740 | 3 94 |
| 60 | 1 15 | 2,800 | 3 96 |
| 70 | 1 24 | 2,860 | 3 97 |
| 80 | 1 30 | 2,920 | 3 98 |
| 90 | 1 38 | 2,980 | 3 99 |
| 100 | 1 42 | 3,040 | 4 00 |
| 120 | 1 55 | 3,100 | 4 01 |
| 140 | 1 67 | 3,160 | 4 02 |
| 160 | 1 74 | 3,220 | 4 04 |
| 180 | 1 84 | 3,280 | 4 03 |
| 200 | 1 93 | 3,340 | 4 05 |
| 240 | 2 05 | 3,400 | 4 05 |
| 280 | 2 17 | 3,460 | 4 07 |
| 320 | 2 27 | 3,820 | 4 14 |
| 360 | 2 36 | 4,180 | 4 20 |
| 400 | 2 48 | 4,240 | 4 21 |
| 460 | 2 55 | 4,270 | 4 20 |

TABLE 14—Drawdown of water level in observation well 139, 73 ft from a well pumping at constant rate of 1,080 gpm, near Fairborn, Ohio, October 19-21, 1954

[Data from S. E. Norris (written commun., Apr. 29, 1968)]

| Time since pumping began, <i>t</i> (min) | Corrected drawdown, <i>s</i> (ft) | Time since pumping began, <i>t</i> (min) | Corrected drawdown, <i>s</i> (ft) |
|--|-----------------------------------|--|-----------------------------------|
| 0 165 | 0 12 | 10 | 1 02 |
| .25 | 195 | 12 | 1 03 |
| 34 | 255 | 15 | 1 04 |
| 42 | 33 | 18 | 1 05 |
| 50 | .39 | 20 | 1 06 |
| 58 | 43 | 25 | 1 08 |
| 66 | 49 | 30 | 1 13 |
| 75 | 53 | 35 | 1 15 |
| 83 | .57 | 40 | 1 17 |
| 92 | 61 | 50 | 1 19 |
| 1 00 | 64 | 60 | 1 22 |
| 1 08 | 67 | 70 | 1 25 |
| 1 16 | 70 | 80 | 1 28 |
| 1 24 | 72 | 90 | 1 29 |
| 1 33 | .74 | 100 | 1 31 |
| 1 42 | 76 | 120 | 1 36 |
| 1 50 | 78 | 150 | 1 45 |
| 1 68 | 82 | 200 | 1 52 |
| 1 85 | 84 | 250 | 1 59 |
| 2 00 | 86 | 300 | 1 65 |
| 2 15 | 87 | 350 | 1 70 |
| 2 35 | 90 | 400 | 1 75 |
| 2 50 | 91 | 500 | 1 85 |
| 2 65 | 92 | 600 | 1 95 |
| 2 80 | .93 | 700 | 2 01 |
| 3 0 | 94 | 800 | 2 09 |
| 3 5 | 95 | 900 | 3 15 |
| 4 0 | 97 | 1,000 | 2 20 |
| 4 5 | 975 | 1,200 | 2 27 |
| 5 0 | 98 | 1,500 | 2 35 |
| 6 0 | 99 | 2,000 | 2 49 |
| 7 0 | 1 00 | 2,500 | 2 59 |
| 8 0 | 1 01 | 3,000 | 2 66 |
| 9 0 | 1 015 | | |

by interpolation,

$$\frac{K_z}{K_r} = \left[\frac{(0.9)(39.4 \text{ ft})}{(63.0 \text{ ft})} \right]^2 = 0.3,$$

$$K_z = 0.3K_r \text{ ft day}^{-1},$$

and

$$K_r = \frac{T}{b} = \frac{2.2 \times 10^4 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}}{39.4 \text{ ft}} = 560 \text{ ft day}^{-1};$$

therefore,

$$K_z = (0.3)(560 \text{ ft day}^{-1}) = 168 \text{ ft day}^{-1}.$$

For additional examples of this method and evaluations of results, see Norris and Fidler (1966).

EXAMPLE FOR DELAYED YIELD FROM STORAGE

Table 14 gives the time-drawdown measurements in an observation well 73 ft from a well pumping at constant rate of 1,080 gpm near Fairborn (near Dayton), Ohio,

supplied by S. E. Norris (U.S. Geological Survey, Columbus, Ohio, written commun., Apr. 29, 1968). The pumped well, which is 85 ft deep and is reportedly screened to full depth, obtains water from glacial sand and gravel. The observation well is 95 ft deep, but it penetrates only 75 ft of water-bearing material, the rest being 20 feet of clay in four beds. This is the same test as that for observation well 1 analyzed by Boulton (1963, fig. 2, p. 475-476) and by Walton (1960). The water-level measurements from 0 to 2.80 min were made using a technique described by Walton (1963). A logarithmic plot of *s* versus *t* from table 14 is shown in figure 23, which also shows the match-point values of the four parameters obtained by superposition on plates 6C and 8.

Using the parameters of the lower match point in figure 23 for Boulton's type B curves on plate 8, *T* is obtained from equation 109:

$$T = \frac{(1.0)(1.08 \times 10^3 \text{ gal min}^{-1})(1.44 \times 10^3 \text{ min day}^{-1})}{(1.257 \times 10^1)(4.22 \times 10^{-1} \text{ ft})(0.748 \times 10^1 \text{ gal ft}^{-3})}$$

$$= 4 \times 10^4 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1} \text{ (rounded)}.$$

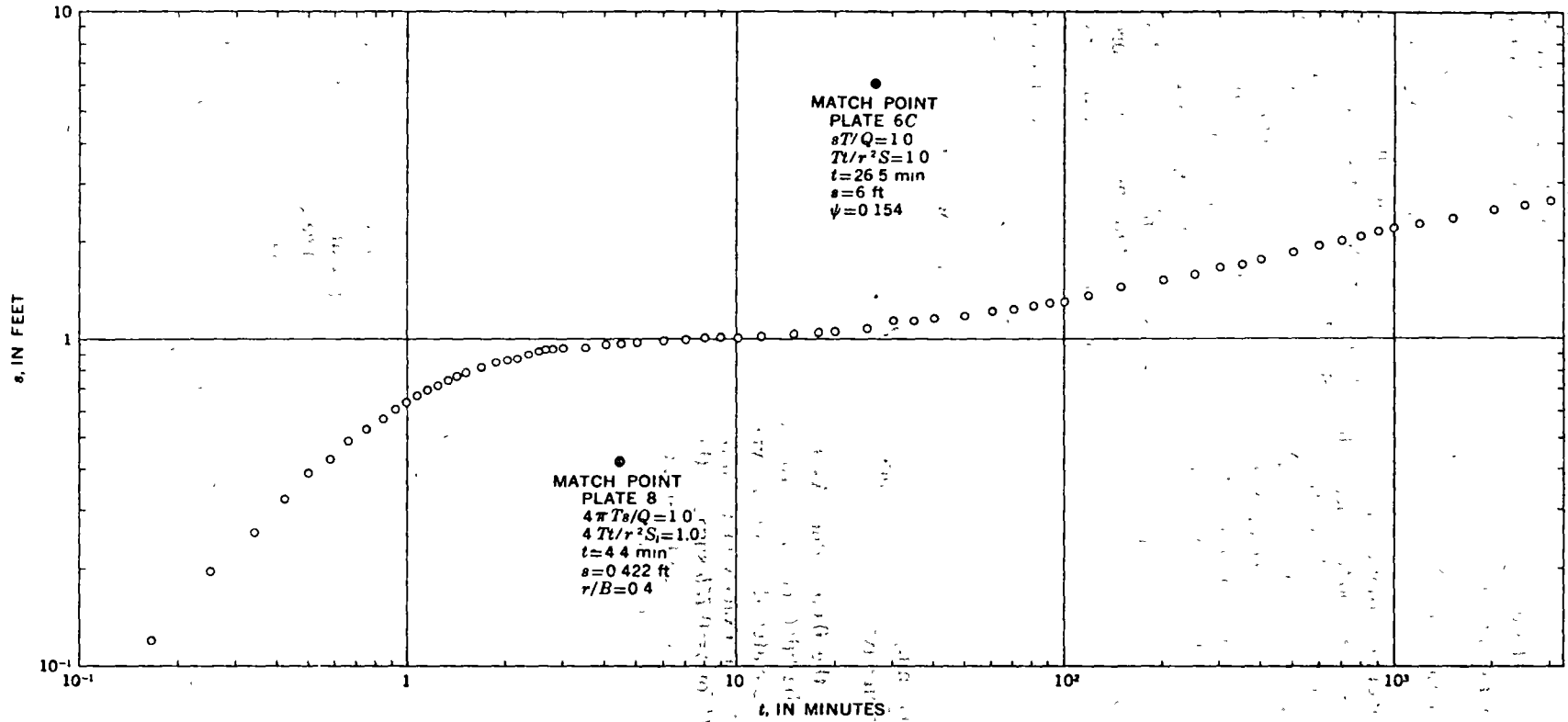


FIGURE 23.—Logarithmic plot of s versus t for observation well 139, near Fairborn, Ohio. From Walton (1960, fig. 4).

Similarly, using equation 111,

$$S_i = \frac{(4)(4 \times 10^4 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1})(4.4 \text{ min})}{(5.33 \times 10^3 \text{ ft}^2)(1.44 \times 10^3 \text{ min day}^{-1})} = 0.09.$$

Matching the early data to Boulton's type A curves gave the same value for T , but a value of S_e of 3×10^{-3} . This value of S_e seems to be about one order of magnitude too large for a confined aquifer less than 100 ft thick; on the other hand, the value of S_e seems too small for the unconfined aquifer and suggests that it is only an apparent value observed before gravity drainage was completed.

Using the upper match point in figure 23 for Stallman's type curve in plate 6C, T is obtained from equation 105:

$$T = \frac{(1.0)(1.08 \times 10^3 \text{ gal min}^{-1})(1.44 \times 10^3 \text{ min day}^{-1})}{(6 \text{ ft})(0.748 \times 10^1 \text{ gal ft}^{-3})} \\ = 3.5 \times 10^4 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1},$$

which is of the same order of magnitude as that obtained from Boulton's curves (pl. 8).

Similarly, from equation 106,

$$S = \frac{(3.5 \times 10^4 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1})(26.5 \text{ min})}{(5.33 \times 10^3 \text{ ft}^2)(1.44 \times 10^3 \text{ min day}^{-1})} = 0.1 \text{ (rounded)},$$

which is virtually identical to the 0.09 value. As the observation well is reported to be fully screened through the aquifer, figure 23 should have matched one of the type curves on plate 6A. The fact that it exactly matches the curve for $\psi = 0.154$ on plate 6C for $z = 0.75b$ suggests that the intercalated clay beds may have changed the shape of the response curves, but this is only speculation.

From equation 102,

$$\frac{73}{78} \sqrt{\frac{K_z}{K_r}} = 0.154,$$

$$\frac{K_z}{K_r} = \left[\frac{(0.154)(78)}{73} \right]^2 = 0.027,$$

$$K_r = \frac{3.5 \times 10^4 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}}{.78 \times 10^2 \text{ ft}} = 4.5 \times 10^2 \text{ ft day}^{-1},$$

and

$$K_z = 2.7 \times 10^{-2} \times 4.5 \times 10^2 \text{ ft day}^{-1} = 12 \text{ ft day}^{-1}.$$

The low vertical hydraulic conductivity compared to the radial value indicates that the aquifer is anisotropic and suggests a valid reason for the delayed drainage from storage, even after some 50 hours of pumping. This also suggests the desirability of trying both plates 6 or 7 and 8 for matching data curves similar to figure 23, knowledge of the local geology may help decide on which results to choose if they differ significantly.

AQUIFER TESTS BY CHANNEL METHODS— LINE SINK OR LINE SOURCE (NONSTEADY FLOW, NO RECHARGE)

CONSTANT DISCHARGE

In 1938 C. V. Theis (Wenzel and Sand, 1942, p. 45) developed an equation for determining the decline in head at any distance from a drain discharging water at a constant rate from a confined aquifer. The equation is based upon the following assumptions. The aquifer is homogeneous, isotropic, and of semi-infinite areal extent (bounded on one side only by the drain); the discharging drain completely penetrates the aquifer; the aquifer is bounded above and below by impermeable strata; the flow is laminar and unidimensional; the release of water from storage is instantaneous and in proportion to the decline in head; and the drain discharges at a constant rate. Theis derived his equation by analogy with heat flow in an analogous thermal system; later Ferris (1950) derived a similar equation from hydrologic concepts. In slightly modified form, Ferris' equation (Ferris and others, 1962, p. 123) may be written:

$$T = \frac{Q_b x}{2s} \left[\frac{e^{-u^2}}{u\sqrt{\pi}} - 1 + \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{x/2\sqrt{Tt/S}} e^{-u^2} du \right] \quad [L^2 T^{-1}], \quad (112)$$

where

$$u = x \sqrt{\frac{S}{4Tt}} \quad [\text{dimensionless}] \quad (113)$$

or

$$u^2 = \frac{x^2 S}{4Tt} \quad [\text{dimensionless}],$$

and

$$S = \frac{4Ttu^2}{x^2} \quad [\text{dimensionless}], \quad (114)$$

s = drawdown at any point in the vicinity of the drain,
 Q_b = Constant discharge rate (base flow) of the drain,
 per unit length of drain,
 x = distance from drain to point of observation, and
 t = time since drain began discharging.

The part of equation 112 in brackets may be written $D(u)_q$, the drain function of u ; the subscript q identifies the constant discharge of the drain. Equation 112, therefore, may be written:

$$T = \frac{Q_b x}{2s} D(u)_q \quad [L^2 T^{-1}] \quad (115)$$

Values of $D(u)_q$ for corresponding values of u and u^2 are

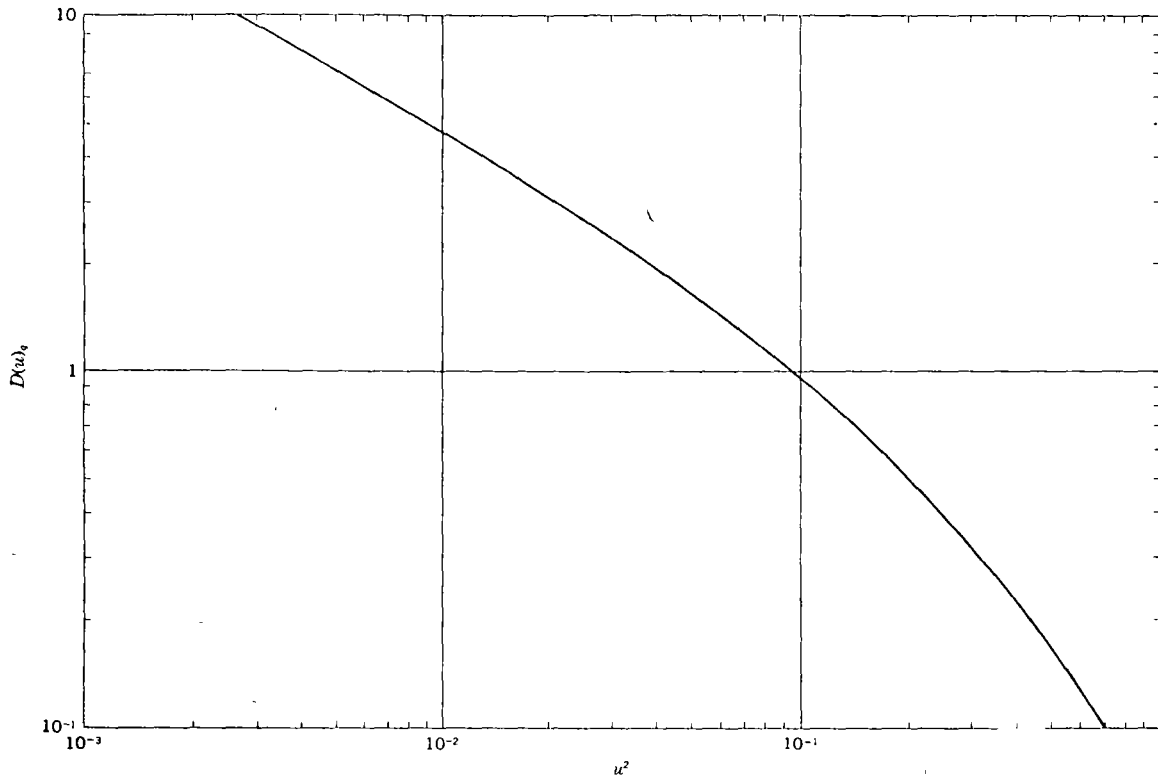


FIGURE 24.—Logarithmic plot of $D(u)_q$ versus u^2 for channel method—constant discharge

given in table 15, and a logarithmic plot of $D(u)_q$ versus u^2 is shown in figure 24.

Observed values of s versus x^2/t are plotted on translucent logarithmic graph paper of the same scale as figure 24 (such as K&E 358-112) and are fitted to figure 24 by the usual curve-matching procedure. From the four values of parameters at the match point, assuming that the

match point is chosen so that both $D(u)$ and u^2 are equal to 1.0, T is obtained from

$$T = \frac{Q_b x (1.0)}{2s} \quad [L^2 T^{-1}] \quad (116)$$

and S is obtained from

$$S = \frac{4T(1.0)}{x^2/t} \quad [\text{dimensionless}]. \quad (117)$$

TABLE 15—Values of $D(u)_q$, u , and u^2 for channel method—constant discharge
[From Ferris, Knowles, Brown, and Stallman (1962, table 5)]

| u | u^2 | $D(u)_q$ | u | u^2 | $D(u)_q$ |
|--------|--------|----------|--------|-------|----------|
| 0.0510 | 0.0026 | 10.091 | 0.2646 | 0.070 | 1.280 |
| 0.0600 | 0.0036 | 8.437 | 0.3000 | 0.090 | 1.047 |
| 0.0700 | 0.0049 | 7.099 | 0.3317 | 0.110 | 0.8847 |
| 0.0800 | 0.0064 | 6.097 | 0.3605 | 0.130 | 0.7641 |
| 0.0900 | 0.0081 | 5.319 | 0.4000 | 0.160 | 0.6303 |
| 0.1000 | 0.010 | 4.698 | 0.4359 | 0.190 | 0.5327 |
| 0.1140 | 0.013 | 4.013 | 0.4796 | 0.230 | 0.4370 |
| 0.1265 | 0.016 | 3.531 | 0.5291 | 0.280 | 0.3516 |
| 0.1414 | 0.020 | 3.069 | 0.5745 | 0.330 | 0.2895 |
| 0.1581 | 0.025 | 2.657 | 0.6164 | 0.380 | 0.2426 |
| 0.1732 | 0.030 | 2.355 | 0.6633 | 0.440 | 0.1996 |
| 0.1871 | 0.035 | 2.120 | 0.7071 | 0.500 | 0.1666 |
| 0.2000 | 0.040 | 1.933 | 0.7616 | 0.580 | 0.1333 |
| 0.2236 | 0.050 | 1.648 | 0.8124 | 0.660 | 0.1084 |
| 0.2449 | 0.060 | 1.440 | 0.8718 | 0.760 | 0.08503 |
| | | | 0.9487 | 0.900 | 0.06207 |
| | | | 1.0000 | 1.000 | 0.05026 |

Unfortunately reliable field data to illustrate the method were not available.

CONSTANT DRAWDOWN

Stallman (in Ferris and others, 1962, p. 126-131) found a solution for a similar drain, in which the head abruptly changes by a constant amount and the discharge declines slowly, by borrowing the solution to an analogous heat-flow problem (Ingersol and others, 1954, p. 88). The basic assumptions are the same as those for equation 112 just described. Stallman's equation is

$$s = s_0 \left[1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{x^2/2\sqrt{Ti/s}} e^{-u^2} du \right] = s_0 D(u)_h \quad [L], \quad (118)$$

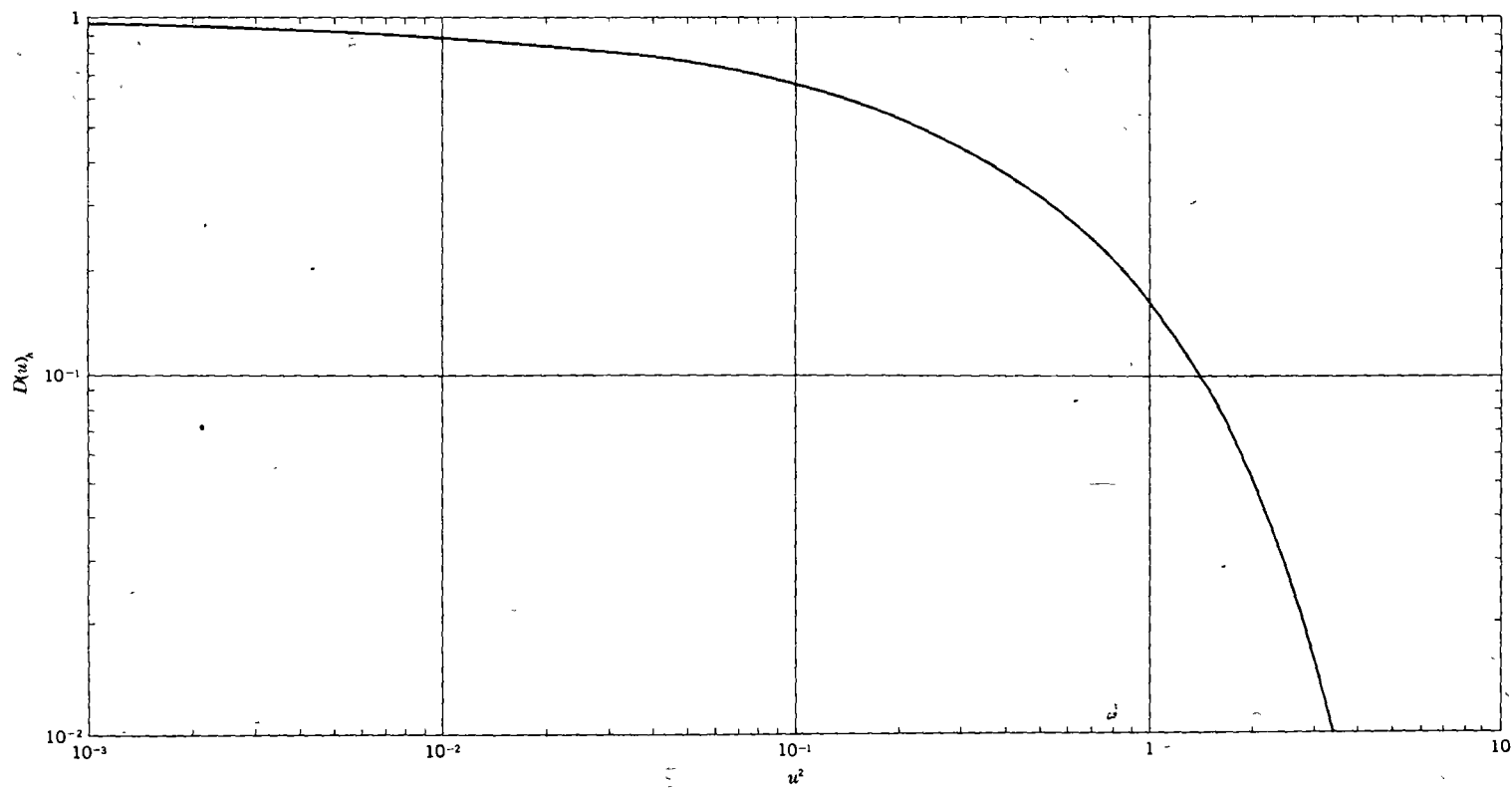


FIGURE 25.—Logarithmic plot of $D(u)_h$ versus u^2 for channel method—constant drawdown.

TABLE 16—Values of $D(u)_h$, u , and u^2 for channel method—constant drawdown

[From Ferris, Knowles, Brown, and Stallman (1962, table 6)]

| u | u^2 | $D(u)_h$ | u | u^2 | $D(u)_h$ |
|--------|--------|----------|--------|-------|----------|
| 0.0315 | 0.0010 | 0.9643 | 0.6325 | 0.40 | 0.3711 |
| .04000 | 0016 | 9549 | 7746 | 60 | 2733 |
| .05000 | 0025 | 9436 | 8944 | 80 | 2059 |
| .06325 | 0040 | 9287 | 1 000 | 1 00 | 1573 |
| .07746 | 0060 | 9128 | 1 140 | 1 30 | 1069 |
| 08944 | 0080 | 8994 | 1 265 | 1 60 | 0736 |
| .1000 | 010 | 8875 | 1 378 | 1 90 | 0513 |
| .1265 | 016 | 8580 | 1 483 | 2 20 | 0359 |
| .1581 | 025 | 8231 | 1 581 | 2 50 | 0254 |
| .2000 | 040 | 7730 | 1 643 | 2 70 | 0202 |
| 2449 | 060 | 7291 | 1 732 | 3 00 | 0143 |
| 2828 | 080 | 6892 | 1 789 | 3 20 | 0114 |
| 3162 | 10 | 6548 | | | |
| 4000 | 16 | 5716 | | | |
| 5000 | 25 | 4795 | | | |

where

s_0 = the abrupt change in drain level at $t = 0$.

$D(u)_h$ represents the bracketed part of equation 118 and is the drain function of u for constant drawdown, and where

$$u^2 = \frac{x^2 S}{4Tt} \quad [\text{dimensionless}], \quad (119)$$

the bracketed part of equation 118 is the complementary error function, erfc , solutions of which are available

The discharge of the aquifer from both sides of the drain per unit length of drain, Q_b , resulting from the change in drain stage, s_0 , is

$$Q_b = \frac{2s_0}{\sqrt{\pi t}} \sqrt{ST} \quad [L^2 T^{-1}]. \quad (120)$$

Solving equation 120 for ST , we obtain

$$ST = \frac{Q_b^2 \pi t}{4s_0^2} \quad [L^2 T^{-1}] \quad (121)$$

Dividing equation 121 by equation 119 to eliminate S , and replacing s_0 by $s/D(u)_h$,

$$T = \frac{Q_b x D(u)_h}{4su} \sqrt{\pi} \quad [L^2 T^{-1}]. \quad (122)$$

Solving equation 119 for S ,

$$S = \frac{4T u^2}{x^2/t} \quad [\text{dimensionless}]. \quad (123)$$

Values of $D(u)_h$ for corresponding values of u and u^2 are

given in table 16, and a logarithmic plot of $D(u)_h$ versus u^2 is shown in figure 25

Observed values of s versus x^2/t are plotted on translucent logarithmic graph paper of the same scale as figure 25 (such as K&E 358-112) and are fitted to figure 25 by the usual curve-matching procedure. From the four values of the parameters at the match point, assuming that the match point is chosen so that both $D(u)_h$ and u^2 are equal to 1.0, whence u is also equal to 1.0, T is obtained by rewriting equation 122,

$$T = \frac{Q_b x (1.0)}{4s(1.0)} \sqrt{\pi} \quad [L^2 T^{-1}], \quad (124)$$

and S is obtained from equation 123 using the value of T determined from equation 124,

$$S = \frac{4T(1.0)}{x^2/t} \quad [\text{dimensionless}] \quad (125)$$

Unfortunately, field data to illustrate the method were not available to me, but the method was successfully used by Bedinger and Reed (1964) (See also Pinder and others, 1969.)

Jacob (1943) developed methods for an unconfined aquifer subject to a constant rate of recharge (W) and bounded by two parallel and assumedly fully penetrating streams. The base flow of streams or the average rate of ground-water recharge may be estimated from the shape of the water table, as determined from water-level measurements in wells, in such a bounded aquifer. Rorabaugh (1960) gave methods, equations, and charts for estimating the aquifer constant T/S (hydraulic diffusivity) from natural fluctuations of water levels in observation wells in finite aquifers having parallel boundaries. Examples of such aquifers are a long island or peninsula, an aquifer bounded by parallel streams, and an aquifer bounded by a stream and a valley wall. For similar bounded aquifers, Rorabaugh (1964) also developed methods for estimating ground-water outflow into streams and for forecasting streamflow recession curves. The component of outflow related to bank storage is computed from river fluctuations, the component related to recharge from precipitation and irrigation is computed from water levels in a well. Rorabaugh's methods have widespread application in areas having the required boundary conditions.

AQUIFER TESTS BY AREAL METHODS

NUMERICAL ANALYSIS

The equations given above for the radial flow of ground water were derived from ordinary or partial differential equations by means of the calculus, for various assumed

boundary conditions. Stallman (1956, 1962) showed that, after the manner of Southwell (1940, 1946), the partial differential equation for two-dimensional nonsteady flow in an unconfined homogeneous and isotropic aquifer subject to a steady rate of accretion, W , can be closely approximated by a finite-difference equation in which, for example, $\partial h/\partial t$ is replaced by $\Delta h/\Delta t$. He has since (written commun., 1965) developed a simplified application for use during winter periods when there is little or no transpiration from plants and no recharge from precipitation and, hence, when $W=0$. He (later he and C. T. Jenkins) developed comparable equations for nonhomogeneous isotropic aquifers (R. W. Stallman and C. T. Jenkins, written commun., January 1969).

For homogeneous isotropic aquifers, the equations with and without W are

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{W}{T} \quad [L^{-1}] \quad (126)$$

and

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad [L^{-1}] \quad (127)$$

where h is the head at any point whose coordinates are x and y . Let the infinitesimal lengths dx and dy be expanded so that each is equivalent to a finite length, a , and similarly, let dt be considered equivalent to Δt . A plan representation of the region of flow to be studied may then be subdivided

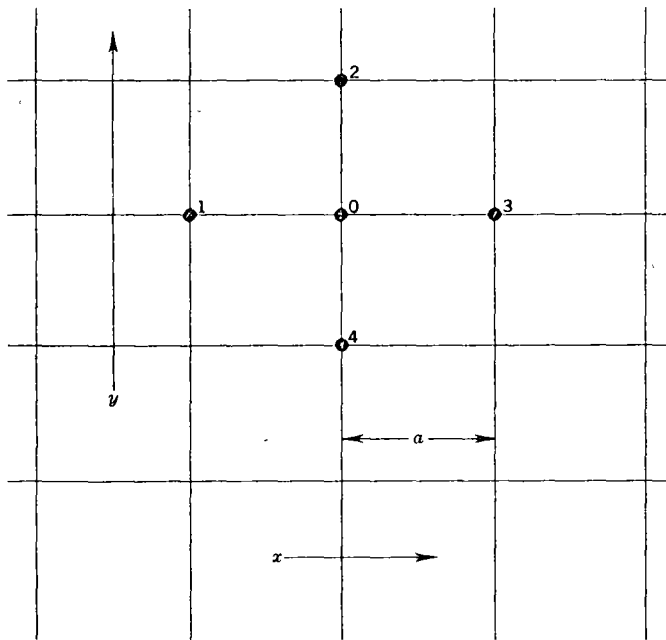


FIGURE 26.—Array of nodes used in finite-difference analysis.

by two systems of equally spaced parallel lines at right angles to each other. One system is oriented in the x direction and the other, in the y direction, the spacing of lines equals the distance a : A set of five gridline intersections, or nodes (observation wells), as shown in figure 26, is called an array.

The first two differentials in equations 126 and 127 can be expressed in terms of the head values at the nodes (wells) in the array, thus

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \approx \frac{h_1 + h_3 - 2h_0}{a^2} \quad [L^{-1}]$$

and

$$\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \approx \frac{h_2 + h_4 - 2h_0}{a^2} \quad [L^{-1}]$$

where the subscripts refer to the numbered nodes in figure 26. Substituting these closely equivalent expressions in equations 126 and 127, and letting $\partial h/\partial t$ be considered equivalent to $\Delta h_0/\Delta t$, we obtain

$$h_1 + h_2 + h_3 + h_4 - 4h_0 = \sum h \approx \frac{a^2 S}{T} \frac{\Delta h_0}{\Delta t} - \frac{a^2 W}{T} \quad [L] \quad (128)$$

and

$$h_1 + h_2 + h_3 + h_4 - 4h_0 = \sum h \approx \frac{a^2 S}{T} \frac{\Delta h_0}{\Delta t} \quad [L] \quad (129)$$

where Δh_0 is the change in head at node (well) 0 during the time interval Δt .

EXAMPLE

R. W. Stallman tried this method on several such arrays in the Arkansas River valley, Colorado, during the winter of 1965-66 and the summer of 1966. Wells 1-4 were spaced 1,000 ft apart so that $a = 1,000 \text{ ft} \sqrt{2}/2 = 707 \text{ ft}$, and $a^2 = 5 \times 10^5 \text{ ft}^2$. From estimated values of T and S , a normally is determined from the convenient empirical relation $a^2 S/T = \text{about } 10 \text{ days}$, but in the Arkansas River valley, nearby boundaries made it necessary to use $a^2 S/T = \text{about } 4 \text{ days}$. The elevations of the measuring points at each of the five wells were determined by precise leveling above a convenient arbitrary datum, and the water levels in feet above datum were obtained from automatic water-level sensors.

The winter data from a test near Lamar, Colo., are shown in figure 27. The slope of the straight line in figure 27 is $\Delta \sum h / (\Delta h_0 / \Delta t) = 4.25 \text{ days}$, whence $a^2 S/T = 4.25 \text{ days}$. S was obtained from neutron-moisture-probe tests (see Meyer, 1962), made during periods of both high and low water table, and was determined to be about 0.18. The

Using equation 129,

$$T \approx \frac{a^2 S}{\Delta \sum h / (\Delta h_0 / \Delta t)} \approx \frac{(5 \times 10^5 \text{ ft}^2)(0.18)}{4.25 \text{ days}}$$

$$\approx 2 \times 10^4 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1} \text{ (rounded).}$$

The straight line in figure 27 has been transferred to the plot of spring and summer data shown in figure 28. In figure 28, points to the right of the straight line indicating $W=0$ show recharge to the water table; those to the left show discharge from the water table by evapotranspiration. The average value of $\sum h$ above the line is about 0.1 ft. Using $T \approx 2 \times 10^4 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$ and $a^2 = 5 \times 10^5 \text{ ft}^2$, from equation 128,

$$0.1 \text{ ft} \approx - \frac{(5 \times 10^5 \text{ ft}^2)(W)}{2 \times 10^4 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}}$$

and

$$W \approx - \frac{(2 \times 10^4 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1})(0.1 \text{ ft})}{5 \times 10^5 \text{ ft}^2}$$

$$\approx -4 \times 10^{-3} \text{ ft day}^{-1} \text{ (rounded).}$$

FLOW-NET ANALYSIS

The following discussion of flow-net analysis has been adapted in part from Bennett (1962) and from Bennett and Meyer (1952, p. 54-58), to whose reports you are referred for further details.

In analyzing problems of steady ground-water flow, a graphical representation of the flow pattern may be of considerable assistance and may provide solutions to problems not readily amenable to mathematical solution. The first significant development in graphical analysis of flow patterns was made by Forchheimer (1930), but additional information was given by Casagrande (1937, p. 136, 137) and Taylor (1948).

A flow net, which is a graphical illustration of a flow pattern, is composed of two families of lines or curves. (See fig. 30.) One family of curves, called equipotential lines (solid lines on map), represents contours of equal head in the aquifer on the potentiometric surface or on the water table. Intersecting the equipotential lines at right angles (in isotropic aquifers) is another family of curves (dashed lines on map) representing the streamlines, or flow lines, where each curve indicates the path followed by a particle (molecule) of water as it moves through the aquifer in the direction of decreasing head.

Although the real flow pattern contains an infinity of possible flow and equipotential lines, it may be represented conveniently by constructing a net that uses only a few such lines, the spacing being conveniently determined by

the contour interval of the equipotential lines. The contour interval indicates that the total drop in head in the system is evenly divided between adjacent pairs of equipotential lines; similarly the flow lines are selected so that the total flow is equally divided between adjacent pairs of flow lines. The movement of each particle of water between adjacent equipotential lines will be along flow paths involving the least work, hence it follows that, in isotropic aquifers, such flow paths will be normal to the equipotential lines, and the paths are drawn orthogonal to the latter.

The net is constructed so that the two sets of lines form a system of "squares." Note on the map that some of the lines are curvilinear, but that the "squares" are constructed so that the sum of the lengths of each line in one system is closely equal to the sum of the lengths in the other system. Figure 29 represents one idealized "square" of figure 30, whose dimensions are Δw and Δl . By rewriting Darcy's law (eq. 26) as a finite-difference equation for the flow, ΔQ , through this elemental "square" of thickness b , we obtain

$$\Delta Q = -Kb\Delta w \frac{\Delta h}{\Delta l} = -T\Delta w \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad [L^3T^{-1}]. \quad (130)$$

But $\Delta w = \Delta l$, by construction, so

$$\Delta Q = -T\Delta h \quad [L^3T^{-1}]. \quad (131)$$

If n_f = number of flow channels, n_a = number of potential drops, and Q = total flow, then

$$Q = n_f \Delta Q, \text{ or } \Delta Q = \frac{Q}{n_f} \quad [L^3T^{-1}], \quad (132)$$

and

$$h = n_a \Delta h, \text{ or } \Delta h = \frac{h}{n_a} \quad [L]. \quad (133)$$

Substituting equations 132 and 133 in equation 131, we obtain

$$Q = -T \frac{n_f}{n_a} h \quad [L^3T^{-1}], \quad (134)$$

or

$$T = - \frac{Q}{(n_f/n_a)h} \quad [L^2T^{-1}]. \quad (135)$$

EXAMPLE

According to Bennett and Meyer (1952, p. 55), the average discharge from the Patuxent Formation in the Sparrows Point district in 1945 was 1 million $\text{ft}^3 \text{ day}^{-1}$. The map (fig. 30) shows 15 flow channels surrounding the

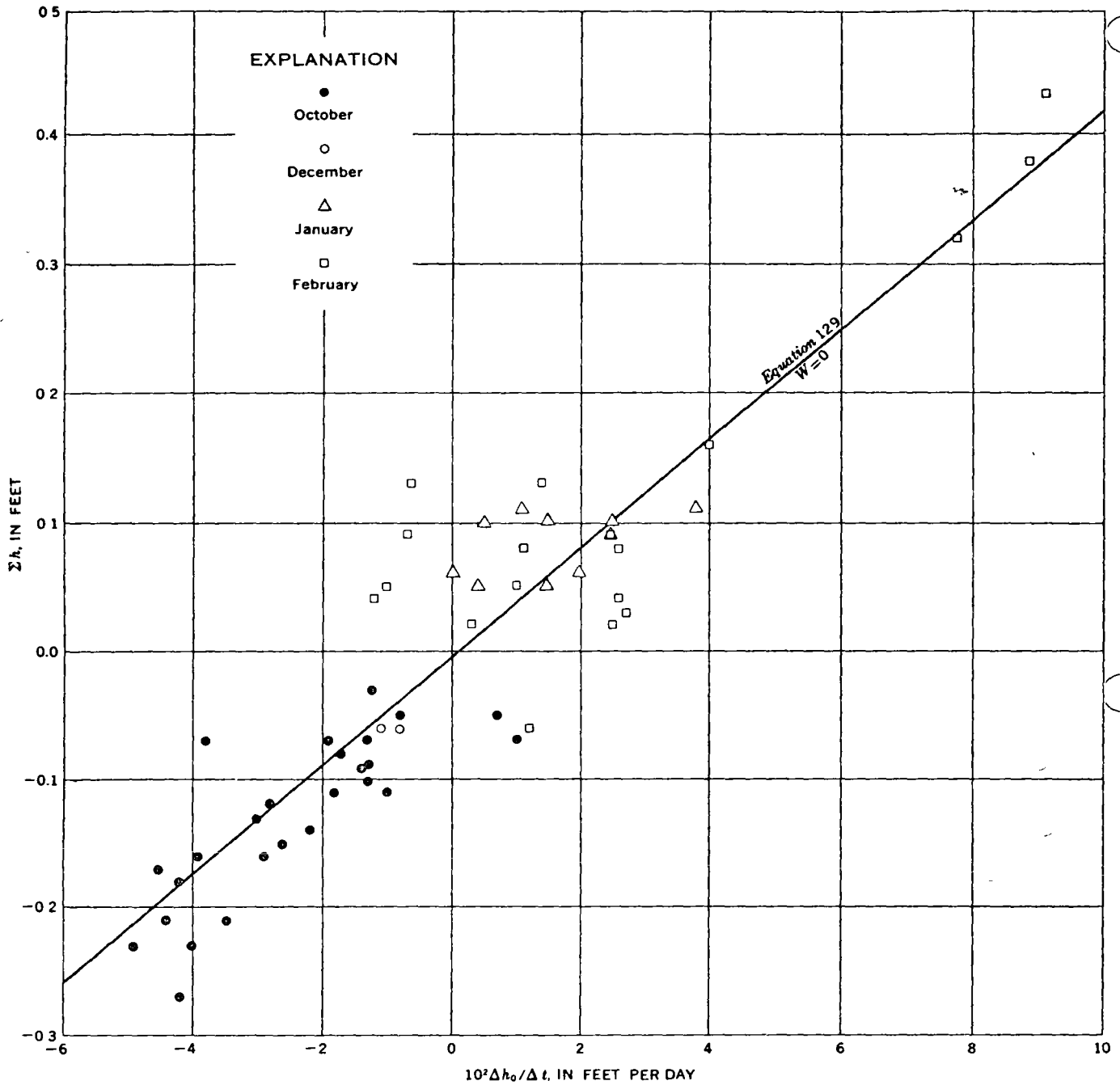


FIGURE 27.—Plot of Σh versus $\Delta h_0/\Delta t$ for winter of 1965-66, when $W=0$.

district, hence $n_f = 15$. The number of equipotential drops between the 30- and 60-ft contours is three, so $n_d = 3$. The total potential drop between the 30- and 60-ft contours is 30 ft, so $h = 30$ ft. Then, from equation 135,

$$T = - \frac{10^6 \text{ ft}^3 \text{ day}^{-1}}{(15/3)(-30 \text{ ft})} = 6,670 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1} = 6,700 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}.$$

Note that the value of T thus determined is for a much

larger sample of the aquifer than that determined by a pumping test on a single well. This method has been largely neglected and is deserving of more widespread application.

CLOSED-CONTOUR METHOD

A water-level contour map containing closed contours around a well or group of wells of known discharge rate may be used to determine or estimate the transmissivity

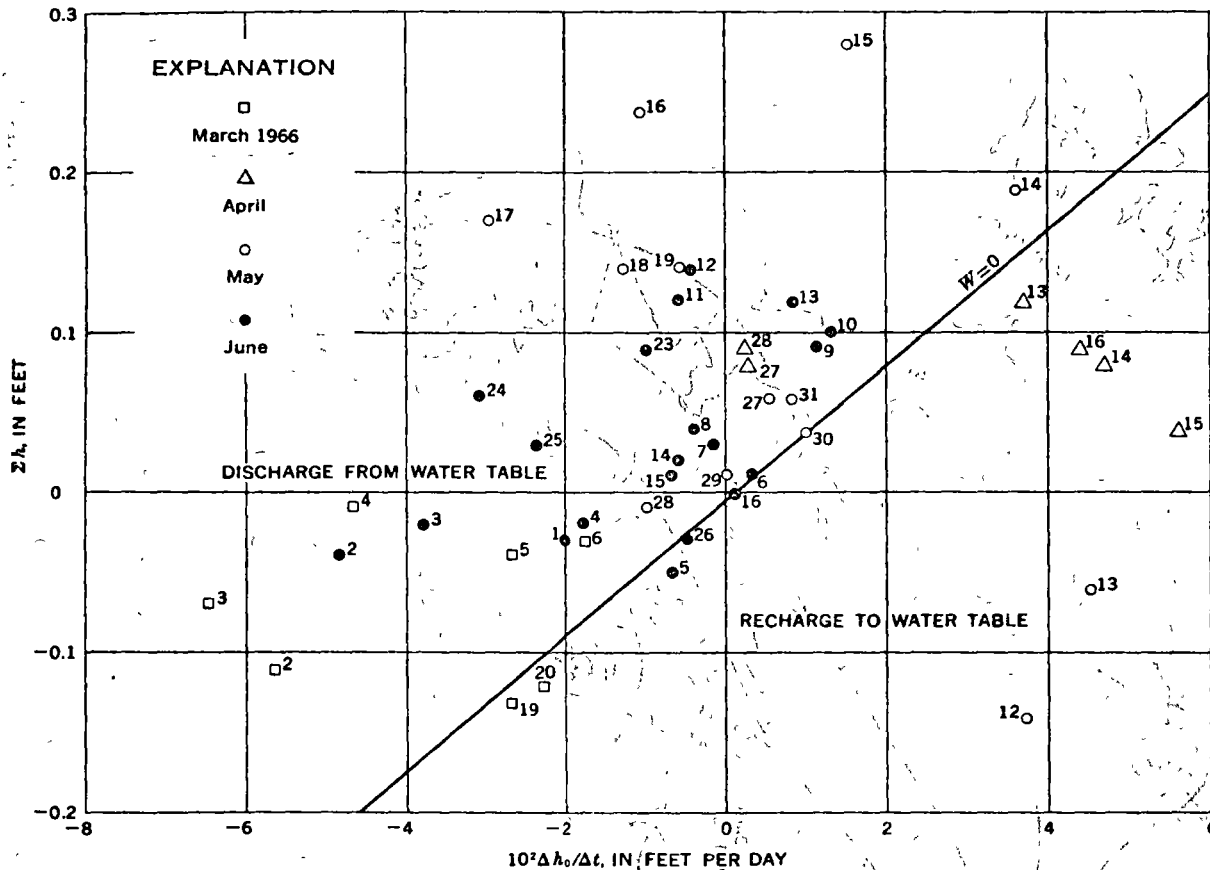


FIGURE 28.—Plot of Σh versus $\Delta h_0/\Delta t$ for spring of 1966.

of an aquifer under steady flow conditions. Equation 26 may be rewritten:

$$Q = -\frac{KA\Delta h}{\Delta r} = -\frac{TL\Delta h}{\Delta r} \quad [L^3T^{-1}], \quad (136)$$

which, for any two concentric closed contours of length L_1 and L_2 , may be written

$$T = -\frac{2Q}{(L_1+L_2)\Delta h/\Delta r} \quad [L^2T^{-1}], \quad (137)$$

where Δh is the contour interval and Δr is the average distance between the two closed contours. An example will illustrate the method:

Assume that two irregularly shaped closed contours have measured lengths (as by wheel-type map measure) of 27,600 and 44,000 ft, respectively, that the contour interval is 10 ft, that the average distance between the two contours is $(1,800+2,200+2,100+1,700)/4=1,950$ ft, and that the rate of withdrawal from a well within the lowest closed contour is 1 million gal day⁻¹. Using equation 137,

$$T = -\frac{(2)(10^6 \text{ gal day}^{-1})}{(7.16 \times 10^4 \text{ ft})[-(10 \text{ ft})/(1.95 \times 10^3 \text{ ft})](7.48 \text{ gal ft}^{-3})} = 730 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1} \text{ (rounded).}$$

The regularity or irregularity of the shape and spacing of the contours, the density and accuracy of the water-

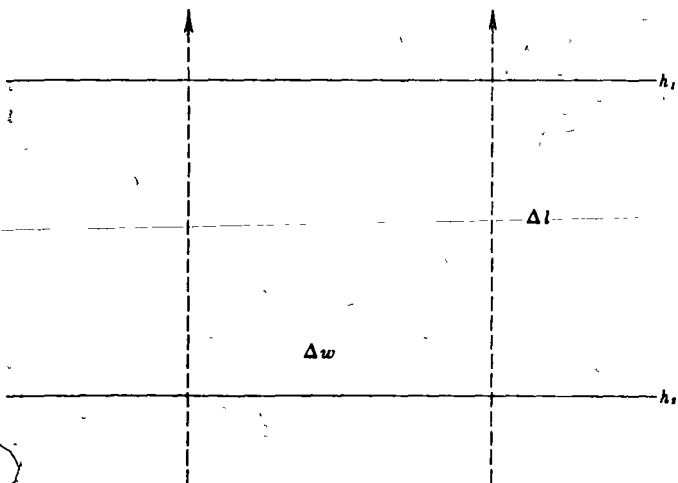
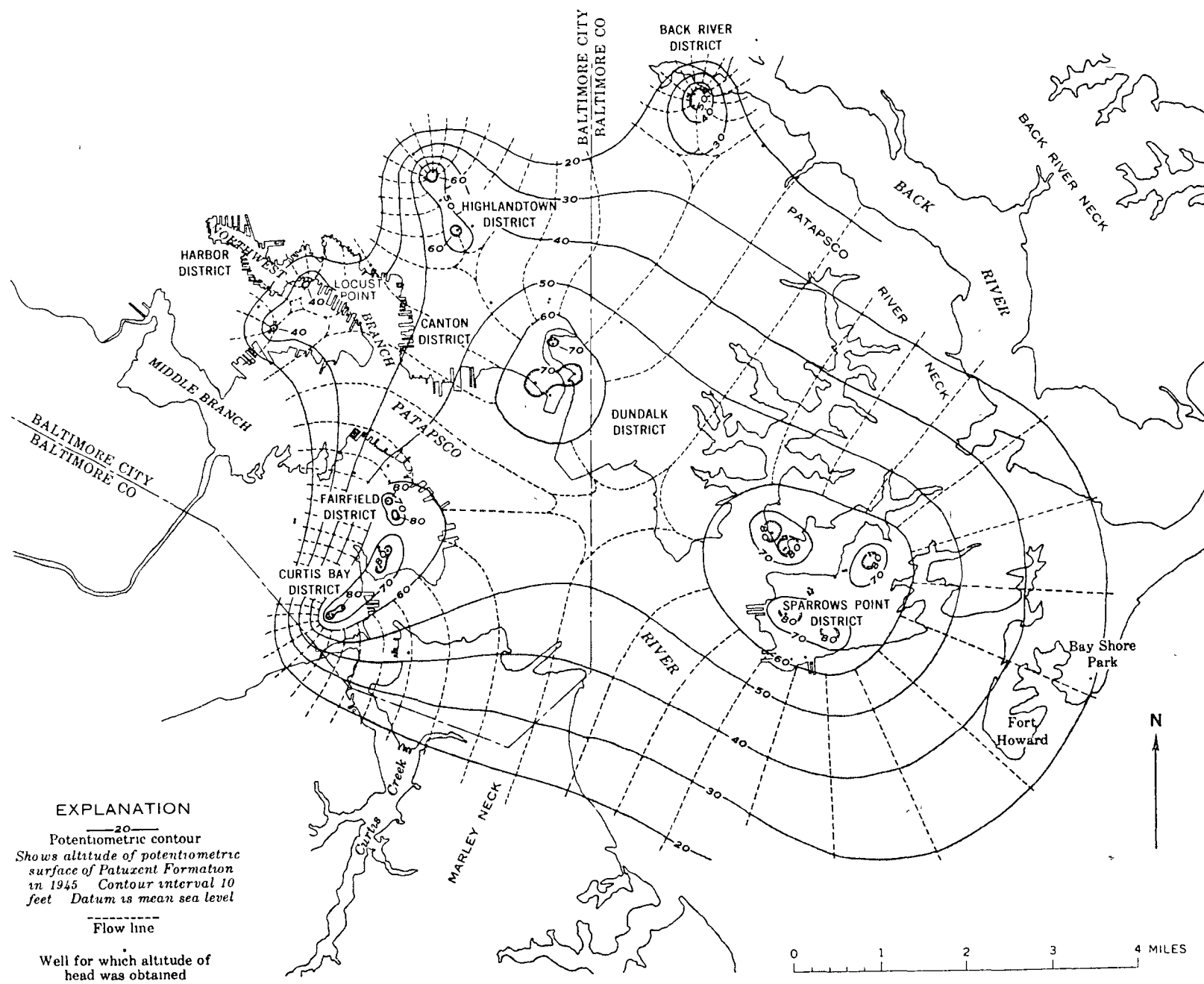


FIGURE 29.—Idealized square of flow net



EXPLANATION

— 20 —
 Potentiometric contour
 Shows altitude of potentiometric surface of Patuxent Formation in 1945 Contour interval 10 feet Datum is mean sea level

- - - - -
 Flow line

○
 Well for which altitude of head was obtained

FIGURE 30.—Map of Baltimore industrial area, Maryland, showing potentiometric surface in 1945 and generalized flow lines in the Patuxent Formation. From Bennett Meyer (1952, pl 7).

level data, and the accuracy to which Q is known control the accuracy of T and should be carefully considered to guide the rounding of the final result. In the above hypothetical example, greater irregularity in the contours would necessitate rounding the result to $700 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$. In the example, four measurements of Δr were averaged, but the number required would range from one, for concentric circles, to perhaps eight or 10 for more complicated patterns. Use of my method may save the trouble of drawing a flow net.

UNCONFINED WEDGE-SHAPED AQUIFER BOUNDED BY TWO STREAMS

Stallman and Papadopoulos (1966) presented a method for determining T/S (hydraulic diffusivity) from water-level recession in an observation well caused by dissipation of recharge from an unconfined wedge-shaped aquifer between two perennial streams. The hydraulic system here is analogous to a nonsteady heat-flow problem solved by Jaeger (1942) by means of a complex integral equation, which may be evaluated only by very laborious numerical methods (Papadopoulos, 1963). The close fit between observed and theoretical water-level recession curves computed from Jaeger's equation for three observation wells in Wisconsin (Weeks, 1964) led to the computation of many evaluations by a digital computer. The following four illustrations from Stallman and Papadopoulos (1966) show the method.

A simplified form of Jaeger's equation is

$$\frac{s}{s_0} = F\left(\theta_0, \frac{\theta}{\theta_0}, \frac{r}{a}, \frac{Tt}{r^2S}\right) \quad [\text{dimensionless}], \quad (138)$$

where F is simply a function of the four parameters in parentheses: θ_0 , θ , r , and a are as shown in figure 31; s and s_0 are as shown in figure 32, the components of Tt/r^2S are as defined previously; and the solution for T/S is given in figure 33.

Note in the example in figure 31 that observation well A is near the confluence of two of several streams that drain an unconfined aquifer. The two tributaries form a wedge having an angle θ_0 , of approximately 75° , and the angle θ , between the well and one side of the wedge, is 15° . Radius r , to the well, is about 5 miles. Radius a , the distance from the apex to the circumference along which water levels are presumed to be constant, was chosen to be 20 miles, so that $r/a=0.25$. Note in figure 34 (and on many of the plates in the report by Stallman and Papadopoulos) that as r/a approaches zero (larger and larger values of a), the response curves form an envelope on the lower right, and that values larger than 20 miles would not affect the final result in the example given.

In the hypothetical hydrograph in figure 32, the water level was declining until about mid-May, when the aquifer received recharge during the spring thaw; this raised the water level by late May by the amount s_0 at $t=0$. For times after $t=0$, values of s were determined by subtracting altitudes of the projected water-level trend, had no recharge occurred, from the smoothed curve of actual water levels. Values of s/s_0 (linear scale) and t (log scale) were

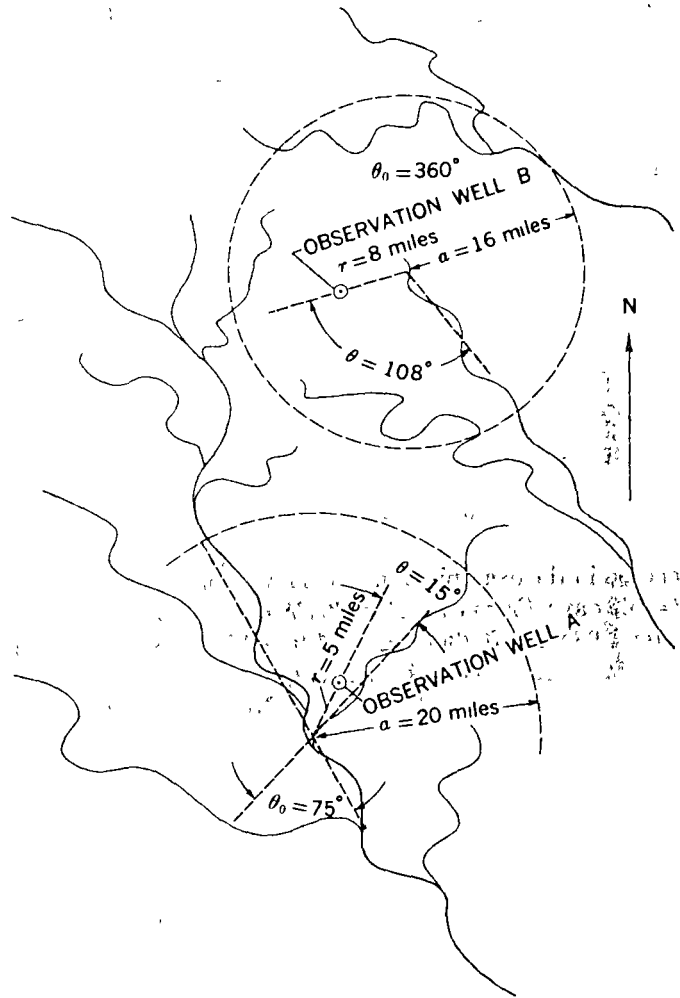


FIGURE 31—Surface drainage pattern, showing location of observation wells that penetrate an unconfined aquifer.

then plotted on semilogarithmic tracing paper (such as Codex 31,227) to the same scale as figure 34, and the data curve was then matched to the type curves by a procedure slightly different from those described earlier. The s/s_0 axes are kept coincident, and the data curve is moved from side to side until the data curve fits the theoretical response curve for $r/a=0.25$. Any convenient match of Tt/r^2S in figure 34 and t on the data curve is then selected; the one

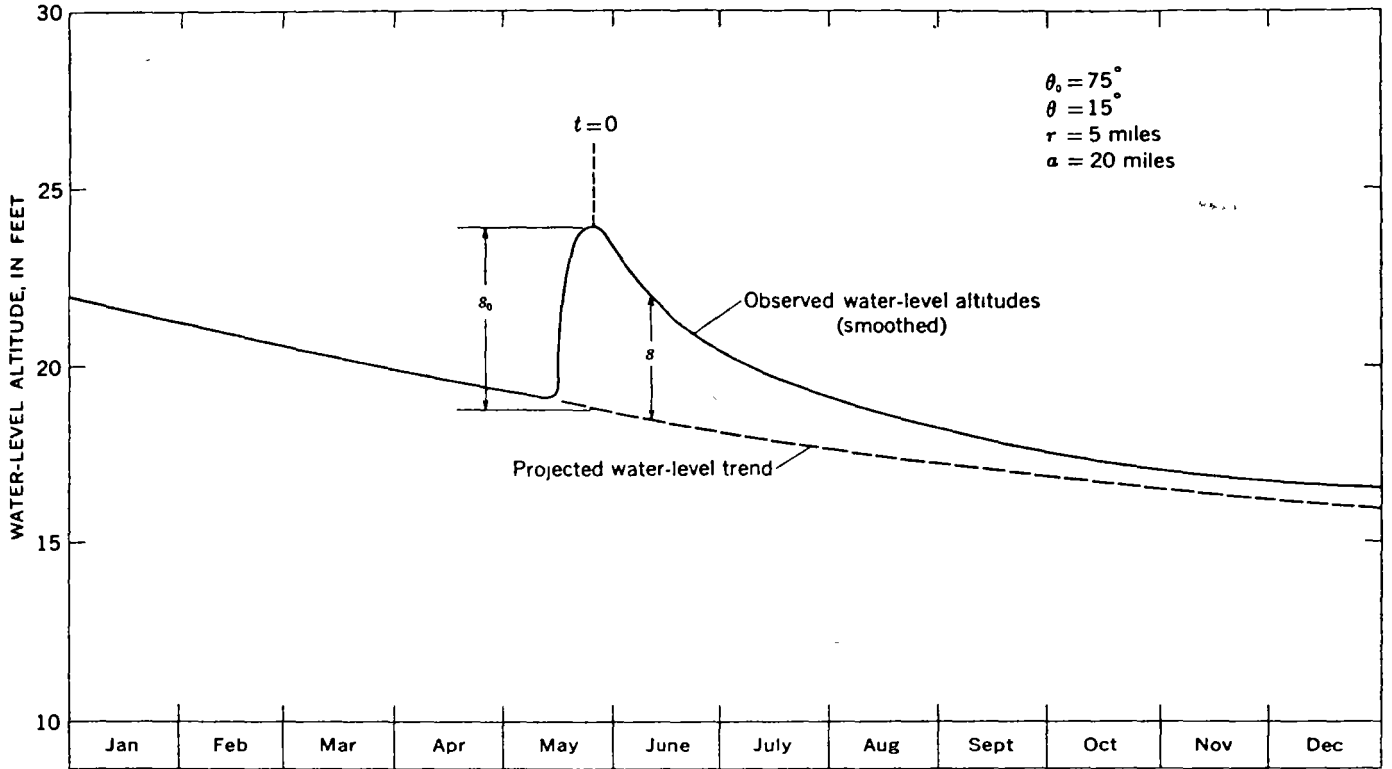


FIGURE 32.—Example hydrograph from well A of figure 31, showing observed and projected water-level altitudes.

chosen in the example in figure 33 was for $Tt/r^2S = 1.0$ and $t = 360$ days. From the value $Tt/r^2S = 1.0$, $T/S = 1.0 \times r^2/t = 1.0 \times 6.98 \times 10^8 \text{ ft}^2/360 \text{ days} = 1.94 \times 10^6 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$. If S is known or estimated to be, say 0.2, then $T = 0.2 \times 1.94 \times 10^6 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1} = \text{about } 4 \times 10^5 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$. Note that in figure 34,

which is a nondimensional plot, Stallman and Papadopoulos omitted the pure number 4 from the numerator of Tt/r^2S , thus eliminating the necessity of using it in computations.

In the hypothetical data plotted in figures 32 and 33, values of s/s_0 were plotted for t from 5 to 200 days, but the authors warn that in actual practice it would be difficult to reliably project the water-level trend much beyond July and that, in general, values of s/s_0 for only about 50 days after cessation of recharge should be considered useful.

Note in figure 31 that observation well B is considered to be within a circular area of $\theta_0 = 360^\circ$ and a radius of 16 miles surrounded by streams but that only the stream at $\theta = 108^\circ$ was considered. R. W. Stallman (U.S. Geological Survey, oral commun., 1968) indicated that this rather extreme example might be improved by reducing radius a to about 12 miles, so that it just intersects the streams to the northwest, west, and south.

Figure 34 is but one of 120 sheets containing in all some 1,500 response curves for various values of θ_0 , θ/θ_0 , and r/a . This method should have widespread application in many places where unconfined aquifers are traversed by perennial streams, and where at least a few wells are available for observation of water levels preceding and following periods of recharge. In some studies this method might provide the only values of T/S and estimates of T ; in others, it could conveniently supplement values obtained by other

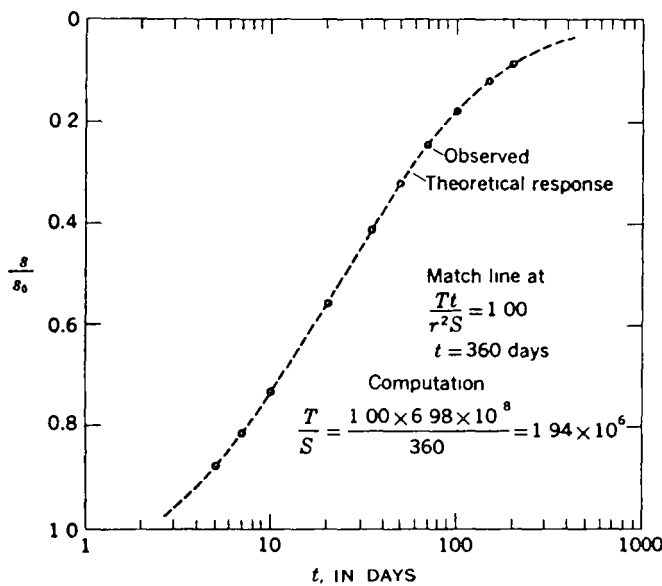


FIGURE 33.— s/s_0 versus t taken from hydrograph of well A (see fig. 32), showing computation of T/S

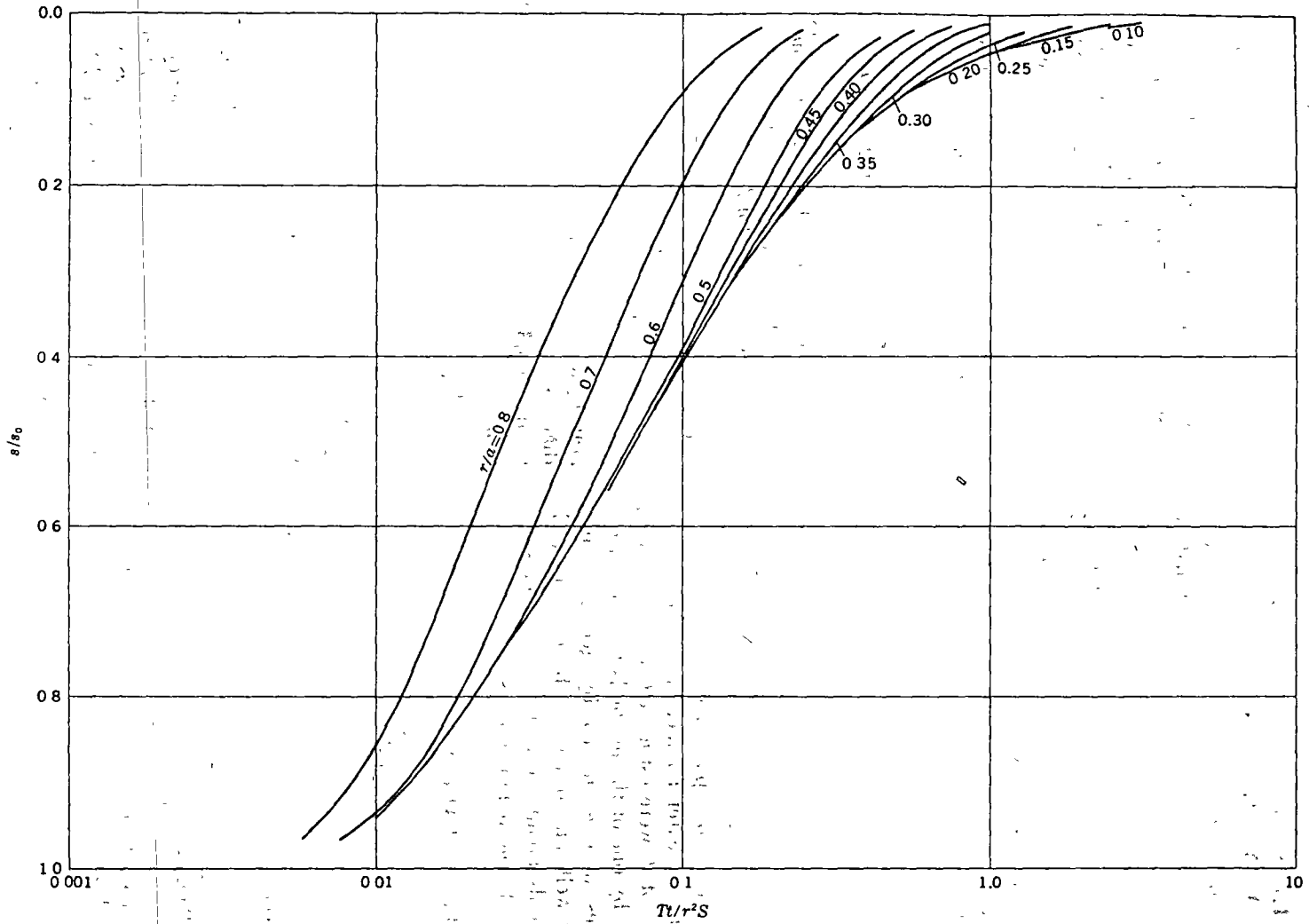


FIGURE 34.— s/s_0 versus Tt/r^2S for $\theta_0=75^\circ$; $\theta/\theta_0=0.20$.

methods. In areas where T is known, this method also could be used to estimate S

METHODS OF ESTIMATING TRANSMISSIVITY

In some ground-water investigations, such as those of a reconnaissance type, it may be necessary to estimate the transmissivity of an aquifer from the specific capacity (yield per unit of drawdown) of wells, as the determination of T by use of some of the equations discussed above may not be feasible. On the other hand, some of our modern quantitative studies, such as those for which electric-analog models or mathematical models are constructed, require a sufficiently large number of values of T that transmissivity-contour maps (T maps) may be constructed. In unconfined aquifers, such T maps generally require also the construction of water-level contour maps and bedrock-contour maps, from which may be obtained maps showing lines of equal saturated thickness, b , for we have seen that $T = \bar{K}b$. For example, a quantitative investigation of a 150-mile reach of the Arkansas River valley, in eastern Colorado, required a T map based upon about 750 values, or about $1\frac{2}{3}$ values per square mile. About 25 of these values were obtained from pumping tests, selected as reliable tests from a greater number of tests conducted. About 200 values of T were estimated from the specific capacity of wells, by one of the methods to be described. About 525 values were estimated by geologists from studies of logs of wells and test holes, by methods to be described. Thus, only about 3 percent of the values were actually determined from pumping tests

SPECIFIC CAPACITY OF WELLS

Several methods for estimating transmissivity from specific capacity have been published, some of which are cited below. If we solve equation 51 for Q/s_w (specific capacity), using s_w as the drawdown in the discharging well, and r_w as the radius of the well, and assuming that the well is 100 percent efficient, we obtain

$$\frac{Q}{s_w} \approx \frac{4\pi T}{2.30 \log_{10} 2.25 T t / r_w^2 S} \quad [L^2 T^{-1}], \quad (139)$$

which shows the manner in which Q/s_w is approximately related to the other constants (T , S) and variables (r_w , t). As r_w is constant for a particular well being pumped, we see that Q/s_w is nearly proportional to T at a given value of t , but gradually diminishes as t increases, by the amount $1/\log_{10} t$. Thus, for a given well, considered 100-percent efficient, and assuming that water is discharged instantaneously from storage with decline in head, we may symbolize the foregoing statements by the following

equation:

$$\frac{Q}{s_w} \approx \frac{B}{\log_{10} t} \quad [L^2 T^{-1}], \quad (140)$$

where B = a constant for the well, including other terms as in equation 139.

No wells are 100-percent efficient, but, according to construction, age, and so forth, some wells are more efficient than others. Jacob (1947, p. 1048) has approximated the head loss resulting from the relatively high velocity of water entering a well or well screen as being proportional to some power of the velocity approaching the square of the velocity, which in turn is nearly proportional to Q^2 ; thus head loss is nearly equal to CQ^2 , where C = a constant of proportionality. Adding this to equation 140.

$$\frac{Q}{s_w} \approx \frac{B}{\log_{10} t} + CQ^2 \quad [L^2 T^{-1}]. \quad (141)$$

Thus we see that Q/s_w diminishes not only with time but with pumping rate Q . In unconfined aquifers it may be necessary to adjust factor B further to account for delayed yield from storage.

In an uncased well in, say, sandstone, r_w may be assumed equal to the radius of the well, but in screened wells in unconsolidated material, in which the finer particles have been removed near the screen by well development, or in gravel-packed wells, the effective r_w generally is larger than the screen diameter. Jacob (1947) described a method for determining the effective r_w and the well loss (CQ^2) from a multiple-step drawdown test.

Most other investigators have neglected well loss in their equations, which are then equations for wells of assumed 100 percent efficiency, such as equation 140, but some have arbitrarily adjusted for this loss by selection of an arbitrary constant for wells of similar construction in a particular area or aquifer, which generally gives satisfactory results when used with caution.

Theis (1963a) gave equations and a chart, based upon the Theis equation, for estimating T from specific capacity for constant S and variable t , with allowance for variable well diameter but not well efficiency. Brown (1963) showed how Theis' results may be adapted to artesian aquifers. Meyer (1963) gave a chart for estimating T from the specific capacity at the end of 1 day of pumping, for different values of S and for well diameters of 0.5, 1.0, and 2.0 ft. Bedinger and Emmett (1963) gave equations and a chart for estimating T from specific capacity, based upon a combination of the Theis and Theis equations and upon average values of T and S for a specific area, for well diameters of 0.5, 1.0, and 2.0 ft. Hurr (1966) gave equations and charts based upon the Theis and Boulton

(1954a) equations, which allow for delayed yield from storage, for determining T from specific capacity at different values of t for a well 1.0 ft in diameter. None of the methods just cited includes corrections for well efficiency, but this can be added in an approximate manner.

LOGS OF WELLS AND TEST HOLES

As noted above, about 525 values of T out of 750 total values in the Arkansas River valley of eastern Colorado were estimated by geologists from studies of logs of wells and test holes and from drill cuttings from test holes. Wherever possible, pumping tests were made on wells for which or near which logs were available; otherwise, test holes were drilled near the well tested. From several or many such pumping tests accompanied by logs, the values of T were carefully compared with the water-bearing bed or beds, and, as $T = \bar{K}b$, the total T was distributed by cut and try among the several beds, according to the following equation:

$$T = \sum_1^n K_m b_m = K_1 b_1 + K_2 b_2 + K_3 b_3 + \dots + K_n b_n \quad [L^2 T^{-1}] \quad (142)$$

From this, table 17 was prepared, comparing average values of K for different alluvial materials in the valley. Equation 142 may be solved also by multiple regression using a digital computer or graphical method (Jenkins, 1963).

R. T. Hurr, who prepared table 17, then carefully examined the logs of other wells and test holes for which no pumping tests were available. He assigned values of K to each bed of known thickness on the basis of the descriptive words used by the person who prepared the log. The values of K that were assigned may have been (1) equal

TABLE 17.—Average values of hydraulic conductivity of alluvial materials in the Arkansas River valley, Colorado
[Courtesy of R. T. Hurr]

| Material | Hydraulic conductivity ¹ (ft day ⁻¹) |
|----------------------------|--|
| Gravel: | |
| Coarse..... | 1,000 |
| Medium..... | 950 |
| Fine..... | 900 |
| Sand: | |
| Gravel to very coarse..... | 800 |
| Very coarse..... | 700 |
| Very coarse to coarse..... | 500 |
| Coarse..... | 250 |
| Coarse to medium..... | 100 |
| Medium..... | 50 |
| Medium to fine..... | 30 |
| Fine..... | 15 |
| Fine to very fine..... | 5 |
| Very fine..... | 3 |
| Clay..... | 1 |

¹ Values were converted from gallons per day per square foot and were rounded.

to, (2) more than, or (3) less than values given in the table (depending upon cleanliness, sorting, and so forth), and thus they necessarily involved subjective judgment. As experience was gained, however, the geologist who prepared the table generally could estimate K and T with fair to good accuracy. The T values from all sources also were compared carefully with the saturated-thickness map. This method for estimating T has been used successfully in the Arkansas River valley in Colorado, in the Arkansas Valley in Arkansas and Oklahoma (Bedinger and Emmett, 1963), in Nebraska, in California, and elsewhere.

Laboratory determinations for K of cores of consolidated rocks, such as partly to well cemented sandstone, may be used in place of estimates. Reconstitution of disturbed samples of unconsolidated material is not possible, however, so laboratory determinations for K generally do not give reliable values. However, they may be very useful in indicating relative values, as was done in Arkansas and Oklahoma.

The above methods may also be used by the geologist for estimating the hydraulic properties of exposed sections of rocks containing water-bearing beds.

METHODS OF ESTIMATING STORAGE COEFFICIENT

In examining logs of wells or test holes in confined aquifers, or in measuring sections of exposed rocks that dip down beneath confining beds to become confined aquifers, the storage coefficient may be estimated from the following rule-of-thumb relationship:

| b (ft) | S | $\frac{S}{b}$ (ft ⁻¹) |
|-------------|------------------|--------------------------------------|
| 1..... | 10 ⁻⁶ | 10 ⁻⁶ |
| 10..... | 10 ⁻⁵ | |
| 100..... | 10 ⁻⁴ | |
| 1,000..... | 10 ⁻³ | |

One may either multiply the thickness in feet times 10⁻⁶ ft⁻¹ or interpolate between values in the first two columns; thus, for $b=300$ ft, $S \approx 3 \times 10^{-4}$, and so on. Values thus estimated are not absolutely correct, as no allowances have been made for porosity or for compressibility of the aquifer, but they are fairly reliable for most purposes. Such estimates may be improved upon by comparison with values obtained from reliable pumping or flow tests, then extrapolated to other parts of an aquifer with adjustments for thickness if needed.

METHODS OF ESTIMATING SPECIFIC YIELD

Earlier it was stated that the specific yield generally ranges between 0.1 and 0.3 (10-30 percent) and that long

periods of pumping may be required to drain water-bearing material. Thus, in the absence of any determination, as in a rapid reconnaissance, we would not be very far off in assuming that, for supposedly long periods of draining, the specific yield of an unconfined aquifer is about 0.2—the average value between the general limits indicated.

Better estimates of specific yield—which might be slightly more or less than the average—could be obtained

from (1) careful study of the grain sizes and degree of sorting, if logs of wells or test holes are available, (2) data from a few reliable pumping tests, (3) values obtained from the use of neutron-moisture probes (Meyer, 1962), and (4) laboratory determinations of the specific yield of disturbed samples (values of laboratory determinations are likely to be larger than those obtained in the field). Data from the sources listed could also be extrapolated to similar types of material elsewhere in the aquifer.

TABLE 18.—Computations of drawdowns produced at various distances from a well discharging at stated rates for 365 days from a confined aquifer for which $T = 20 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$ and $S = 5 \times 10^{-5}$

| $\frac{S}{4Tt}$ (ft ⁻²) | r (ft) | r^2 (ft ²) | u_i | $W(u)$ | $\frac{1}{4\pi T}$ (ft ⁻² day) | s (ft) for Q (ft ³ day ⁻¹) | | | | | | |
|--|-----------------------|-----------------------------|-------------------------|--------|--|---|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| | | | | | | 10 ³ | 2 × 10 ³ | 3 × 10 ³ | 4 × 10 ³ | 5 × 10 ³ | 6 × 10 ³ | 7 × 10 ³ |
| 1.71 × 10 ⁻⁹ | 1 | 1 | 1.71 × 10 ⁻⁹ | 19.61 | 3.98 × 10 ⁻³ | 78.1 | 156 | 234 | 312 | 391 | 469 | 547 |
| | 10 | 10 ² | 1.71 × 10 ⁻⁷ | 15.01 | | 59.7 | 119 | 179 | 239 | 299 | 358 | 418 |
| | 10 ² | 10 ⁴ | 1.71 × 10 ⁻⁵ | 10.40 | | 41.4 | 82.8 | 124 | 166 | 207 | 248 | 290 |
| | 10 ³ | 10 ⁶ | 1.71 × 10 ⁻³ | 5.80 | | 23.1 | 46.2 | 69.3 | 92.4 | 116 | 139 | 162 |
| | 2 × 10 ³ | 4 × 10 ⁶ | 6.84 × 10 ⁻³ | 4.41 | | 17.6 | 35.1 | 52.2 | 70.2 | 87.8 | 105 | 123 |
| | 4 × 10 ³ | 1.6 × 10 ⁷ | 2.74 × 10 ⁻² | 3.23 | | 12.9 | 25.7 | 38.6 | 51.4 | 64.3 | 77.2 | 90.0 |
| | 6 × 10 ³ | 3.6 × 10 ⁷ | 6.16 × 10 ⁻² | 2.27 | | 9.0 | 18.0 | 27.0 | 36.0 | 45.0 | 54.0 | 63.0 |
| | 8 × 10 ³ | 6.4 × 10 ⁷ | 1.09 × 10 ⁻¹ | 1.74 | | 6.9 | 13.8 | 20.7 | 27.6 | 34.5 | 41.4 | 48.3 |
| | 10 ⁴ | 10 ⁸ | 1.71 × 10 ⁻¹ | 1.35 | | 5.4 | 10.8 | 16.2 | 21.6 | 27.0 | 32.4 | 37.8 |
| | 1.5 × 10 ⁴ | 2.25 × 10 ⁸ | 3.85 × 10 ⁻¹ | 1.00 | | 4.0 | 8.0 | 12.0 | 16.0 | 20.0 | 24.0 | 28.0 |
| | 2 × 10 ⁴ | 4 × 10 ⁸ | 6.84 × 10 ⁻¹ | 0.75 | | 3.0 | 6.0 | 9.0 | 12.0 | 15.0 | 18.0 | 21.0 |
| | 3 × 10 ⁴ | 9 × 10 ⁸ | 1.54 | 0.56 | | 2.2 | 4.4 | 6.6 | 8.8 | 11.1 | 13.3 | 15.5 |
| | 4 × 10 ⁴ | 1.6 × 10 ⁹ | 2.74 | 0.41 | | 1.6 | 3.2 | 4.8 | 6.4 | 8.0 | 9.6 | 11.2 |
| | | | | | | | 15 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 |
| | | | | | | 08 | 16 | 24 | 32 | 40 | 48 | .56 |

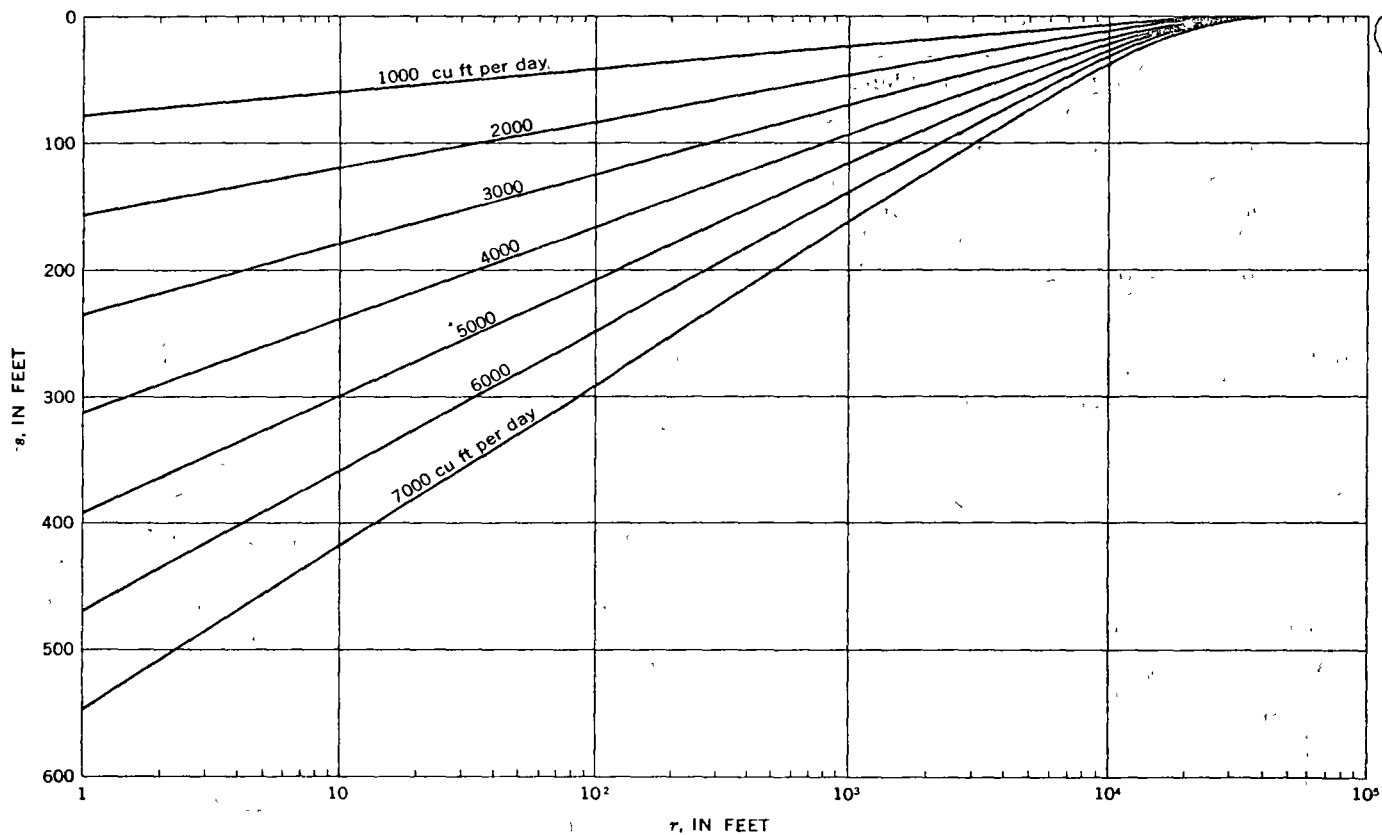


FIGURE 35.—Family of semilogarithmic curves showing the drawdown produced at various distances from a well discharging at stated rates for 365 days from a confined aquifer for which $T = 20 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$ and $S = 5 \times 10^{-5}$.

DRAWDOWN INTERFERENCE FROM DISCHARGING WELLS

If T and S are known, as from discharging well tests, the effect of one discharging well upon a nondischarging well, or other point, in an infinite, or at least extensive, homogeneous and isotropic aquifer is readily obtained by use of equation 47 solved for u , equation 46, and table 4, for any

distance (r) for known or assumed values of t and constant Q , or for any time t for known or assumed values of r and Q . Tables 18 and 19 show the methods of computation of the drawdowns and figures 35 and 36 illustrate the results. These examples are modified from Lohman (1965, fig. 43). (See also Theis, 1963c).

Note, on tables 18 and 19 that the computations are greatly facilitated by proper arrangement of headings.

TABLE 19.—Computations of drawdowns produced after various times at a distance of 1,000 ft from a well discharging at stated rates from a confined aquifer for which $T=20 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$ and $S=5 \times 10^{-5}$

| $\frac{r^2 S}{4T}$ (day) | t (day) | $\frac{1}{t}$ (day ⁻¹) | u | $W(u)$ | $\frac{1}{4\pi T}$ (ft ⁻² day) | s (ft) for Q (ft ³ day ⁻¹) | | | | | | |
|-----------------------------|-----------------|---------------------------------------|-----------------------|----------------------|--|---|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | | | | | 10 ⁰ | 2×10 ⁰ | 3×10 ⁰ | 4×10 ⁰ | 5×10 ⁰ | 6×10 ⁰ | 7×10 ⁰ |
| 6.25×10 ⁻¹ | 0.2 | 5.0 | 3.13 | 10 ⁻² | 3.98×10 ⁻² | 0.0398 | 0.0796 | 0.119 | 0.159 | 0.199 | 0.239 | 0.279 |
| | 3 | 3.3 | 2.06 | 5×10 ⁻² | | 199 | 398 | 597 | 796 | 995 | 1199 | 1398 |
| | .4 | 2.5 | 1.56 | 9×10 ⁻² | | 358 | 716 | 1074 | 1432 | 1790 | 2148 | 2506 |
| | .6 | 1.66 | 1.04 | 2.1×10 ⁻¹ | | 836 | 1672 | 2508 | 3344 | 4180 | 5016 | 5852 |
| | .8 | 1.25 | 7.8×10 ⁻¹ | 3.2×10 ⁻¹ | | 127 | 254 | 381 | 508 | 635 | 762 | 889 |
| | 1 | 1.0 | 6.25×10 ⁻¹ | 4.3×10 ⁻¹ | | 171 | 342 | 513 | 684 | 855 | 1026 | 1197 |
| | 2 | .5 | 3.13×10 ⁻¹ | 8.7×10 ⁻¹ | | 346 | 692 | 1038 | 1384 | 1730 | 2076 | 2422 |
| | 4 | .25 | 1.56×10 ⁻¹ | 1.43 | | 569 | 1138 | 1711 | 2284 | 2857 | 3430 | 3988 |
| | 6 | .166 | 1.04×10 ⁻¹ | 1.79 | | 712 | 1424 | 2136 | 2848 | 3560 | 4272 | 4984 |
| | 8 | .125 | 7.81×10 ⁻² | 2.05 | | 816 | 1632 | 2448 | 3264 | 4080 | 4896 | 5712 |
| | 10 | 10 ⁻¹ | 6.25×10 ⁻² | 2.26 | | 900 | 1800 | 2700 | 3600 | 4500 | 5400 | 6300 |
| | 10 ⁰ | 10 ⁻² | 6.25×10 ⁻³ | 4.50 | | 1791 | 3582 | 5373 | 7164 | 8955 | 10746 | 12537 |
| | 10 ¹ | 10 ⁻³ | 6.25×10 ⁻⁴ | 6.80 | | 2706 | 5412 | 8118 | 10824 | 13530 | 16236 | 18942 |
| | 10 ² | 10 ⁻⁴ | 6.25×10 ⁻⁵ | 9.10 | | 3622 | 7244 | 10866 | 14488 | 18110 | 21732 | 25354 |

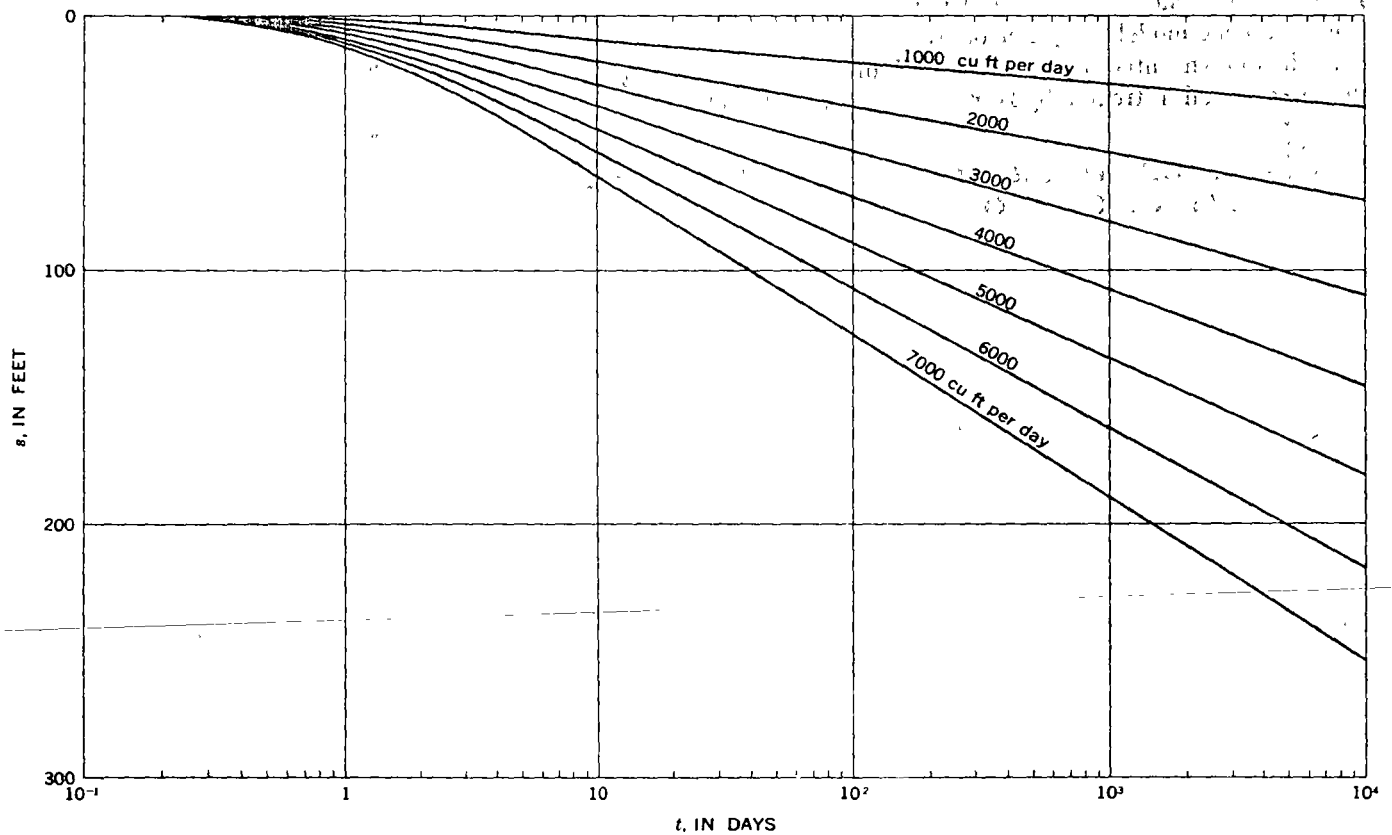


FIGURE 36.—Family of semilogarithmic curves showing the drawdown produced after various times at a distance of 1,000 ft from a well discharging at stated rates from a confined aquifer for which $T=20 \text{ ft}^2 \text{ day}^{-1}$ and $S=5 \times 10^{-5}$.

Thus, single values of $S/4Tt$ or $r^2S/4T$ multiplied by various values of r^2 or $1/t$, respectively, give values of u from which values of $W(u)$ are obtained from table 5. Then, a single value of $1/4\pi T$ multiplied by various values of $W(u)$ and by $Q = 10^3 \text{ ft}^3 \text{ day}^{-1}$ gives the drawdowns for this discharge rate. Then the drawdowns for other values of Q are obtained by simple multiplication by 2 through 7. Note that only a few values establish the straight-line parts of the curves but that more are required for the curvilinear parts.

The examples just given are for constant discharge and variable drawdown, but other equations for different boundary conditions could be similarly used to determine drawdown interference. Thus, for example, equations 66 and 67 and table 7 could be used for discharging wells of constant drawdown and variable discharge. In these examples, discharging wells constitute hydraulic boundaries of the point-sink type; recharging wells constitute boundaries of the point-source type. Other types of boundaries are discussed in later sections.

Figures 35 and 36 show only the drawdown caused by one discharging well at a nondischarging well or point within the cone of depression. Where many discharging wells are mutually interfering with each other and with other points, such as nondischarging wells, the problem becomes much more complex and is best handled by an electric analog-model computer or by a digital computer. The drawdown interference from certain groupings of discharging wells is treated by Hantush (1964, p. 374-382).

RELATION OF STORAGE COEFFICIENT TO SPREAD OF CONE OF DEPRESSION

It has been shown (Lohman, 1965, p. 109, 110) that if equation 51 is solved for r^2 , there results

$$r^2 = \frac{2.25Tt}{S \log_{10}^{-1}[4\pi T s / 2.30Q]} \quad [L^2]. \quad (143)$$

For a given set of conditions, all terms except r^2 and S may be considered constant; then, using C as a constant of proportionality,

$$r^2 = \frac{C}{S} \quad [L^2]. \quad (144)$$

For convenience, multiply both sides of equation 144 by π , then

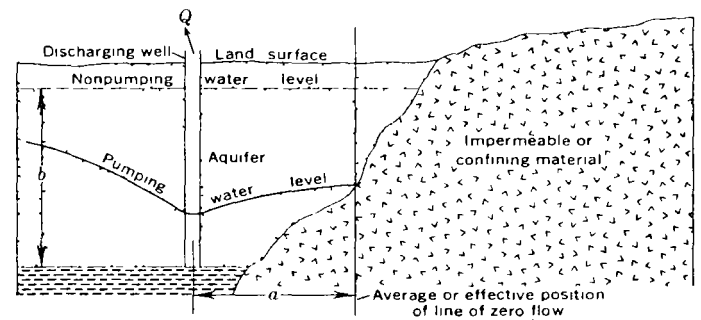
$$\pi r^2 = A = \frac{C'}{S} \quad [L^2], \quad (145)$$

where A = area of influence.

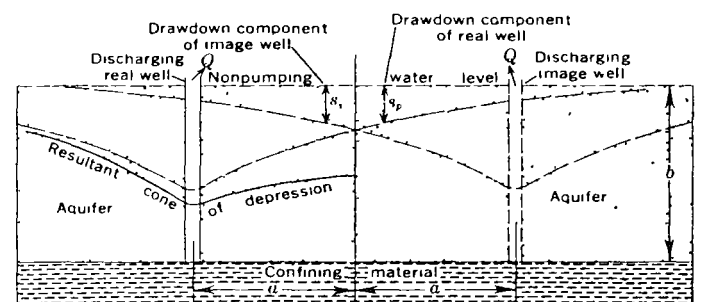
As an example, equation 145 may be used to compare the area of influence, A_1 , in a confined aquifer having a storage coefficient of, say 5×10^{-5} , with the area of influence, A_2 , in an unconfined aquifer having a specific yield of, say 0.20. Assuming that T , Q , and s are the same for both aquifers, and that t also is the same and is long enough so that $u \leq 0.01$ and that the material in the cone of depression in the unconfined aquifer has had time to be drained, then

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{C'/5 \times 10^{-5}}{C'/0.20} = 4 \times 10^3.$$

Thus, under the assumed conditions, the area of influence in the confined aquifer is 4,000 times larger than that in the unconfined aquifer, or the ratio of the radius extending to the circumference of negligible drawdown in the confined aquifer to that in the unconfined aquifer, r_1/r_2 , is $\sqrt{4 \times 10^3} = 63.2$. Thus, changes in water level in a confined aquifer spread outward very rapidly from a discharging well, whereas in an unconfined aquifer changes in water level spread very slowly as gravity drainage takes place.



A REAL SYSTEM



NOTE Aquifer thickness b should be very large compared to resultant drawdown near real well

B HYDRAULIC COUNTERPART OF REAL SYSTEM

FIGURE 37—Idealized section views of a discharging well in an aquifer bounded by an "impermeable" barrier and of the equivalent hydraulic system in an infinite aquifer. From Ferris, Knowles, Brown, and Stallman (1962, fig. 37).

AQUIFER BOUNDARIES AND THEORY OF IMAGES

Thus far, the flow equations have all been assumed to be applicable only in aquifers of infinite or semi-infinite areal extent. Many wells are far enough from aquifer boundaries so that this assumption is satisfied reasonably well, but some wells are near boundaries, such as the relatively impermeable bedrock wall of an alluvium-filled valley, a dike, a fault, or a nearby stream or lake. Such boundaries, if close enough to a discharging well, may invalidate the results obtained by use of the flow equations unless suitable adjustments are made.

The method of images used for the solution of boundary problems in the theory of heat conduction in solids has been adapted to the solution of boundary problems in ground-water flow. In this method imagery wells or streams, referred to as images, are placed at proper locations so as to mathematically duplicate the hydraulic effect on ground-water flow caused by the real geologic or hydrologic boundary. Following heat-flow terminology, a discharging image well is regarded as a point sink, a

recharging image well as a point source. A discharging image stream or drain is regarded as a line sink, a recharging image stream as a line source. By use of various combinations of such sinks and sources, corrections for almost every conceivable type and shape of linear boundary have been made so as to permit solution of the appropriate ground-water flow equation.

We will take up a few single boundary problems involving single images. Problems involving two or more boundaries at least two of which are parallel have images extending to plus and minus infinity, somewhat like reflections from two facing parallel mirrors. For examples of single and multiple boundary problems, see Ferris, Knowles, Brown, and Stallman (1962, p 144-166), and Brown (1953).

"IMPERMEABLE" BARRIER

Figure 37A (Ferris and others, 1962, fig 37) shows a discharging well in an aquifer bounded on the right by a barrier of relatively impermeable material. Here it is assumed that no ground water can flow across the barrier.

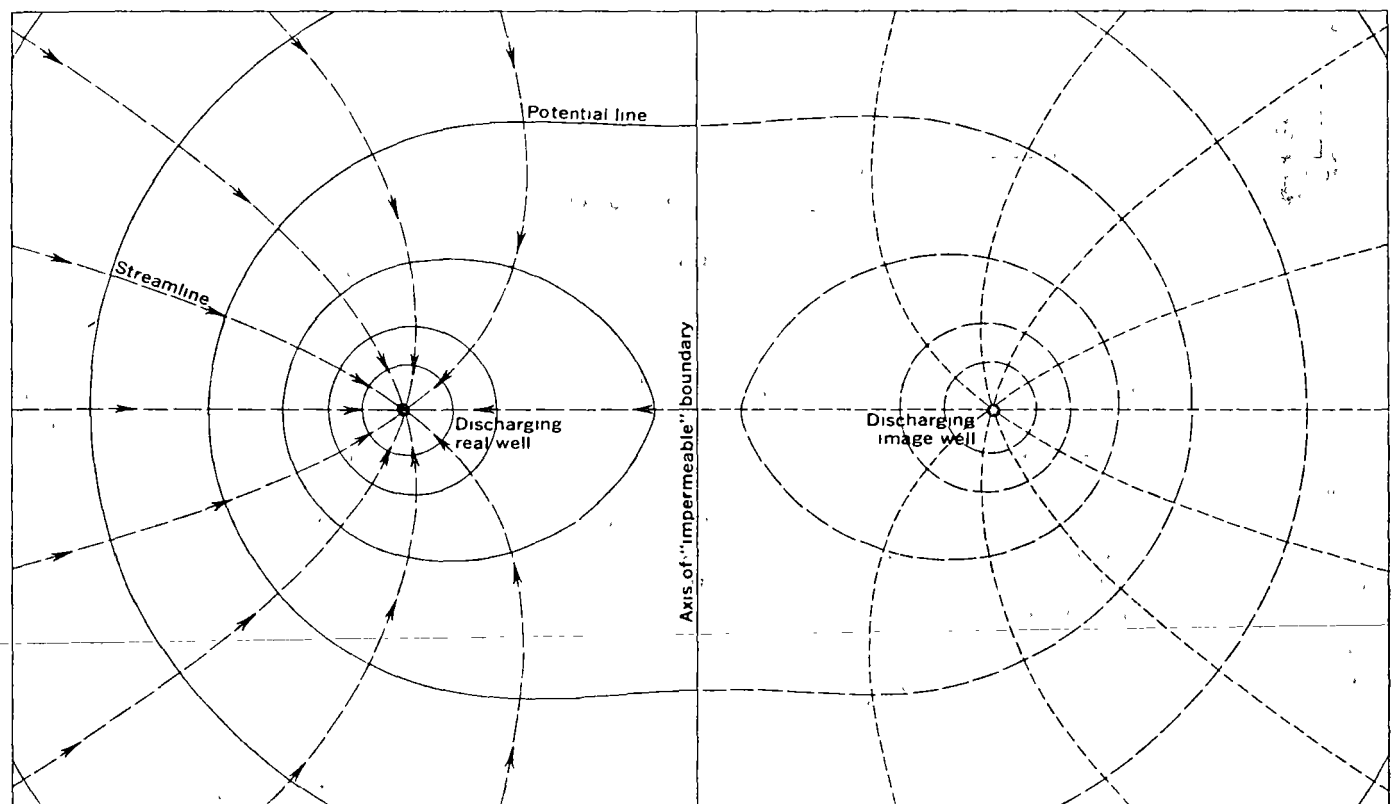


FIGURE 38.—Generalized flow net in the vicinity of discharging real and image wells near an "impermeable" boundary. From Ferris, Knowles, Brown, and Stallman (1962, fig 38).

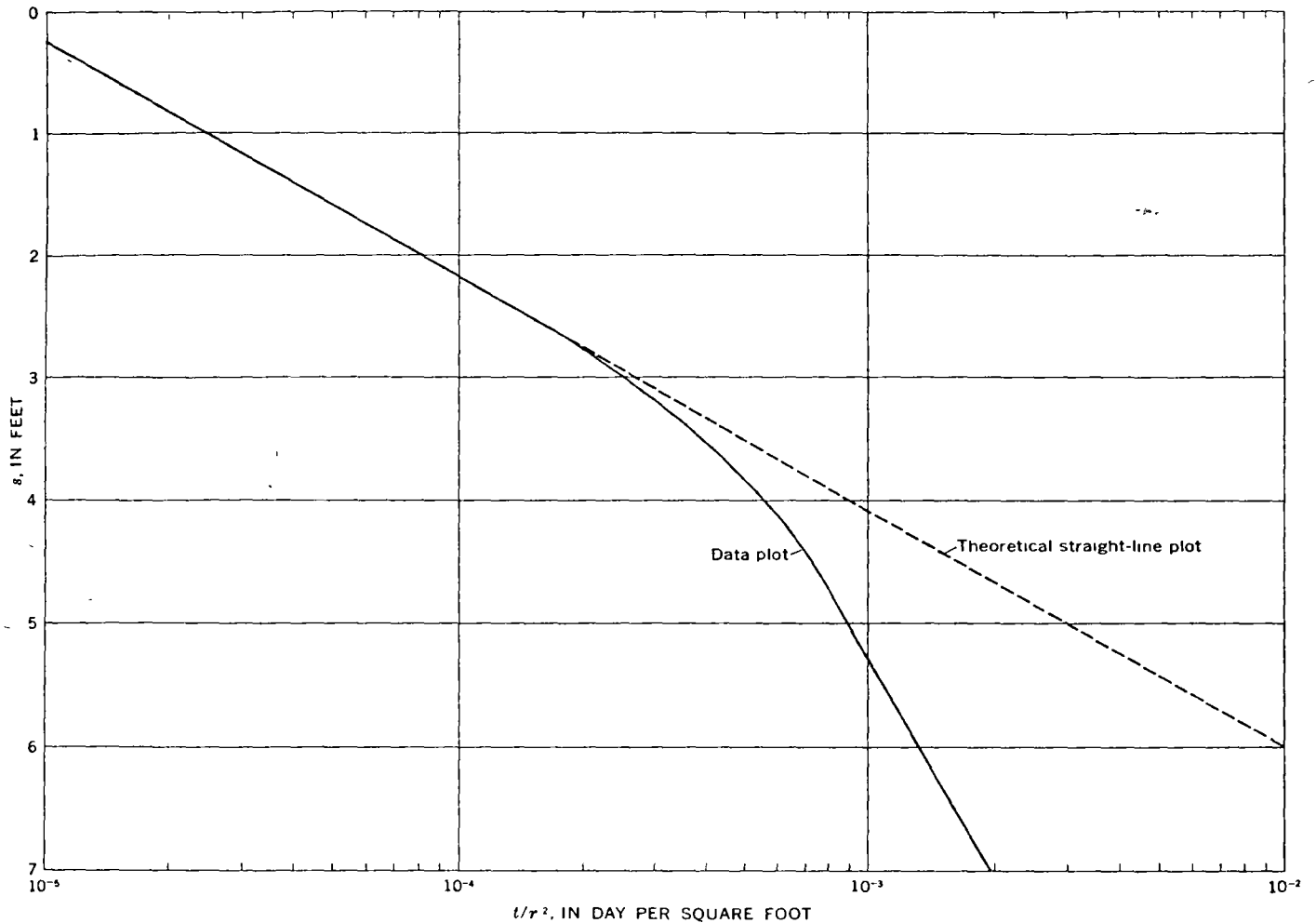


FIGURE 39.—Effect of “impermeable” barrier on semilogarithmic plot of s versus t/r^2 .

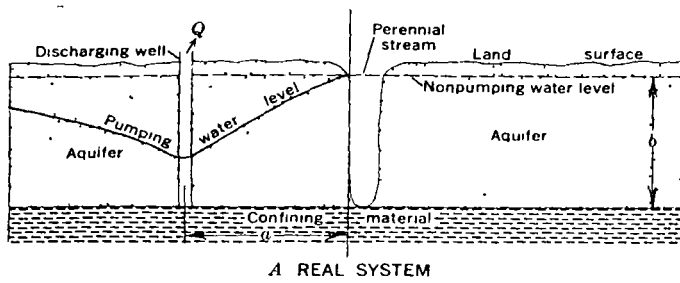
The image system in the hydraulic counterpart of figure 37A, which permits a solution of the real problem by use of the flow equations, is shown in figure 37B. Here in an assumed infinite aquifer an image well having a discharge equal to that of the real well is placed the same distance (a) from the now imaginary barrier. The dashed theoretical cones of depression of the real and image wells intersect to form a ground-water divide at the hydraulic barrier, across which no flow can take place, thus satisfying the hydraulic conditions along the barrier. The resultant real cone of depression (heavy line) is the algebraic sum of the theoretical cones of depression (dashed lines) of the real and image wells. Figure 38 depicts the flow net of the two-well system. If the image well and image flow net are removed, the flow net on the left represents the effect of the “impermeable” boundary upon the discharging well.

If the drawdown (s) in an observation well near the real

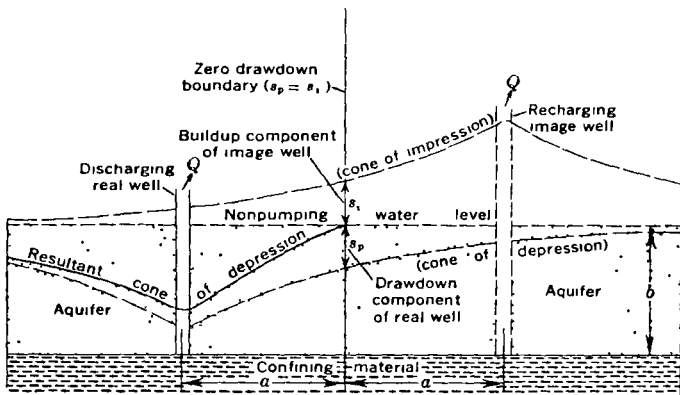
well shown in figures 37 and 38 were plotted against t or t/r^2 on semilogarithmic paper, the curve would deviate downward from the theoretical straight-line plot as shown in figure 39. This shows that the effect of the barrier began to be felt at $t/r^2 = \text{about } 1.8 \times 10^{-4} \text{ day ft}^{-2}$ and that the full effect was apparent at $t/r^2 = \text{about } 7.4 \times 10^{-4} \text{ day ft}^{-2}$. After the full effect was apparent, the slope of the lower straight line was two times the slope of the theoretical straight line, indicating an apparent transmissivity that was half that of the true value.

LINE SOURCE AT CONSTANT HEAD— PERENNIAL STREAM

If a well in an unconfined aquifer near a large perennial stream hydraulically connected to the aquifer is pumped, obviously the cone of depression cannot extend beyond



A REAL SYSTEM



NOTE: Aquifer thickness b should be very large compared to resultant drawdown near real well

B HYDRAULIC COUNTERPART OF REAL SYSTEM

FIGURE 40.—Idealized section views of a discharging well in an aquifer bounded by a perennial stream and of the equivalent hydraulic system in an infinite aquifer. From Ferris, Knowles, Brown, and Stallman (1962, fig. 35).

the stream as the water level in such a stream remains relatively constant, assuming that the well discharge is small relative to the stream discharge. Such a situation is shown in figure 40A, in which the nearly straight, partly penetrating perennial stream is shown to be straight and fully penetrating and, hence, is equivalent to a line source at constant head.

The hydraulic counterpart in an assumed infinite aquifer is shown in figure 40B, where a recharging image well, or point source, has been placed on a line connecting the real and image wells at right angles to the stream, at the same distance, a , from the stream. The recharge and discharge rates, Q , are assumed equal. The resulting cone of depression (heavy solid line), which is the algebraic sum of the dashed cones of depression of the real and image wells, intersects the level of the stream, as it should. The flow net for these conditions is shown in figure 41. Note that if the image well and its flow net are removed, the flow net on the left is that of the real well obtaining water by induced infiltration from the stream.

If the drawdown (s) in an observation well near the real well shown in figures 40 and 41 were plotted against t or

t/r^2 on semilogarithmic paper, the curve would deviate upward from the theoretical straight-line plot as shown in figure 42. This shows that the effect of the stream began to be felt at $t/r^2 = \text{about } 2.8 \times 10^{-4} \text{ day ft}^{-2}$ and that the full effect was apparent at $t/r^2 = \text{about } 3.5 \times 10^{-3} \text{ day ft}^{-2}$. After the full effect was apparent, the slope of the upper straight line became horizontal, indicating an apparent infinite transmissivity.

One of the first applications of the image-well theory to ground-water flow was made by Theis (1941), who developed an equation and presented a graph for computing the percentage of the water pumped from a well near a stream that is diverted from the stream at a known distance from the well. (See also Glover and Balmer, 1954; Jenkins, 1968a, 1968b; Theis, 1963b; and Theis and Conover, 1963.)

APPLICATION OF IMAGE THEORY

It was evident in figure 39 that, for a discharging well in an aquifer bounded by a relatively impermeable barrier, a drawdown-time plot for an observation well near the pumped well was steepened (greater drawdown) at the value of t after the cone of depression reached the barrier, and that in figure 42, the converse was true. However, figures 39 and 42 are hypothetical straight-line curves; hence, they would hold true only when $u \leq 0.01$. For larger values of u , as for small values of t , large values of r , or for most unconfined aquifers, it is necessary to plot drawdown-time curves on logarithmic paper for comparison with the Theis curve (fig. 14), for which occur similar but curvilinear deviations from the theoretical curves. Computation of T and S by the usual curve-matching procedure would then be valid only for the early data before the boundary effects changed the slope of the curve. This would offer no problem for most confined aquifers, but in an unconfined aquifer sufficient time might not have elapsed to allow for reasonably complete drainage from storage.

Ferris, Knowles, Brown, and Stallman (1962, p. 161-164) described a method of plotting s versus t or r^2/t for matching with the Theis curve (fig. 14) that permits solving for T and S and also for the distance from the discharging well to the image well, which of course is at twice the distance to the actual boundary. If the boundary is concealed, as a hidden fault, three or more observation wells are required to locate the boundary. (See Ferris and others, 1962, p. 164-166; Moulder, 1963.)

A similar but much simpler method for the solution of single-boundary problems involving either a source or a sink was devised by Stallman (1963b). From figures 37 and 40, it is evident that if s_o is the drawdown in an observation well, and s_p and s_i are the components of that drawdown caused, respectively, by the pumped (real) well and by the discharging or recharging image well, then s_o is the alge-

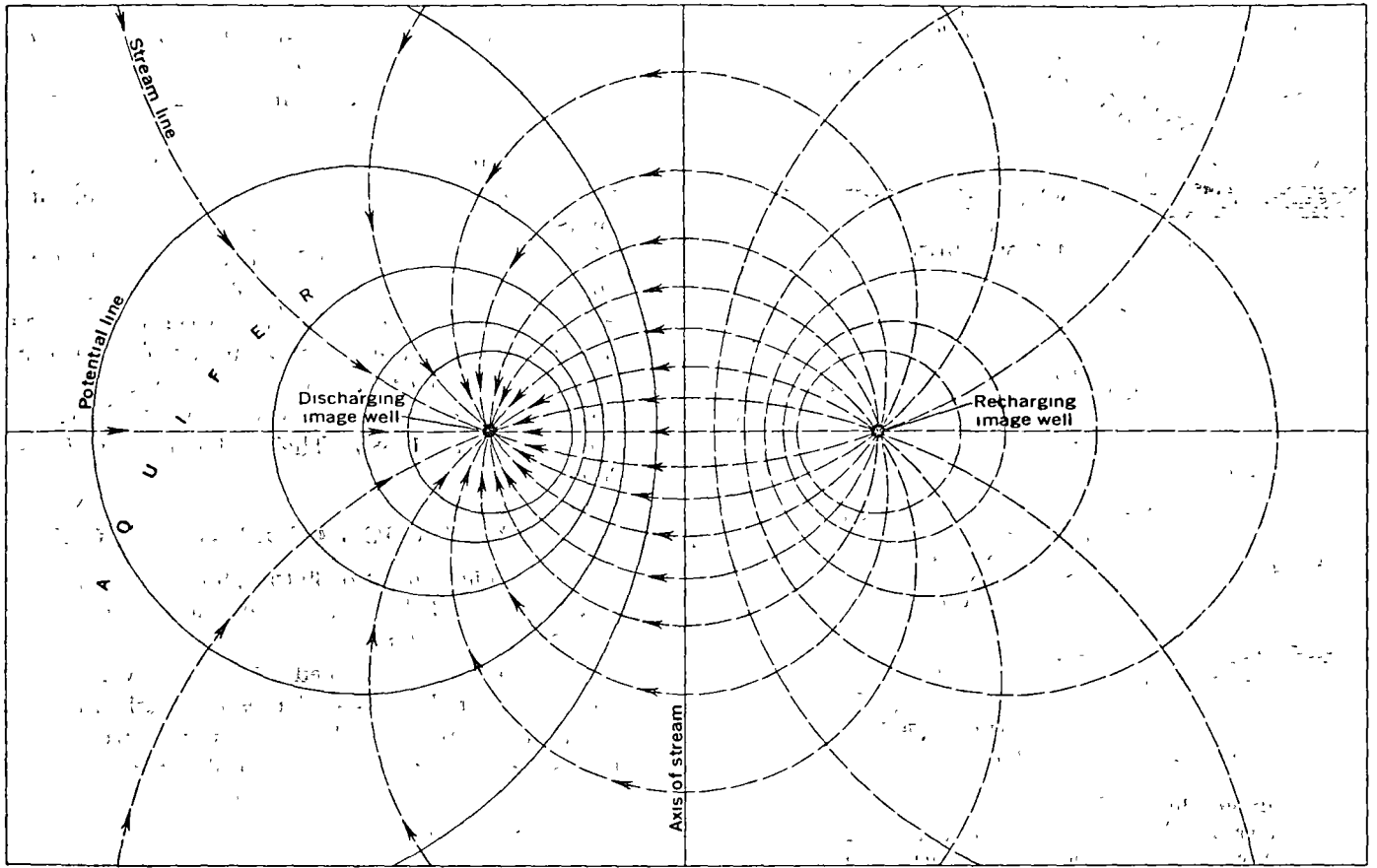


FIGURE 41.—Generalized flow net in the vicinity of a discharging well dependent upon induced infiltration from a nearby stream. From Ferris, Knowles, Brown, and Stallman (1962, fig. 36).

braic sum of s_p and s_i , or

$$s_o = s_p \pm s_i \quad [L] \quad (146)$$

For this condition, equations 46 and 47 may be rewritten, respectively,

$$s_o = \frac{Q}{4\pi T} [W(u)_p \pm W(u)_i] = \frac{Q}{4\pi T} \sum W(u) \quad [L] \quad (147)$$

and

$$\left. \begin{aligned} u_p &= \frac{r_p^2 S}{4Tt} \\ \text{and} \\ u_i &= \frac{r_i^2 S}{4Tt} \end{aligned} \right\} \quad (148)$$

in which r_p is the distance from the pumped well to the

observation well, and r_i is the distance from the observation well to the image well. In equations 148, u_p and u_i are seen to be related thus:

$$\left. \begin{aligned} u_i &= \left(\frac{r_i}{r_p}\right)^2 u_p \\ \text{or} \\ u_i &= K^2 u_p \end{aligned} \right\} \quad (149)$$

where

$$K = \frac{r_i}{r_p} \quad (150)$$

Note: The K in equations 149 and 150 of Stallman is simply a constant of proportionality and is not to be confused with the K used previously to symbolize hydraulic conductivity.

Stallman plotted a family of logarithmic type curves of $\sum W(u)$ versus $1/u_p$ for many values of his $K = r_i/r_p$, as shown on plate 9. For an aquifer in which a single boundary

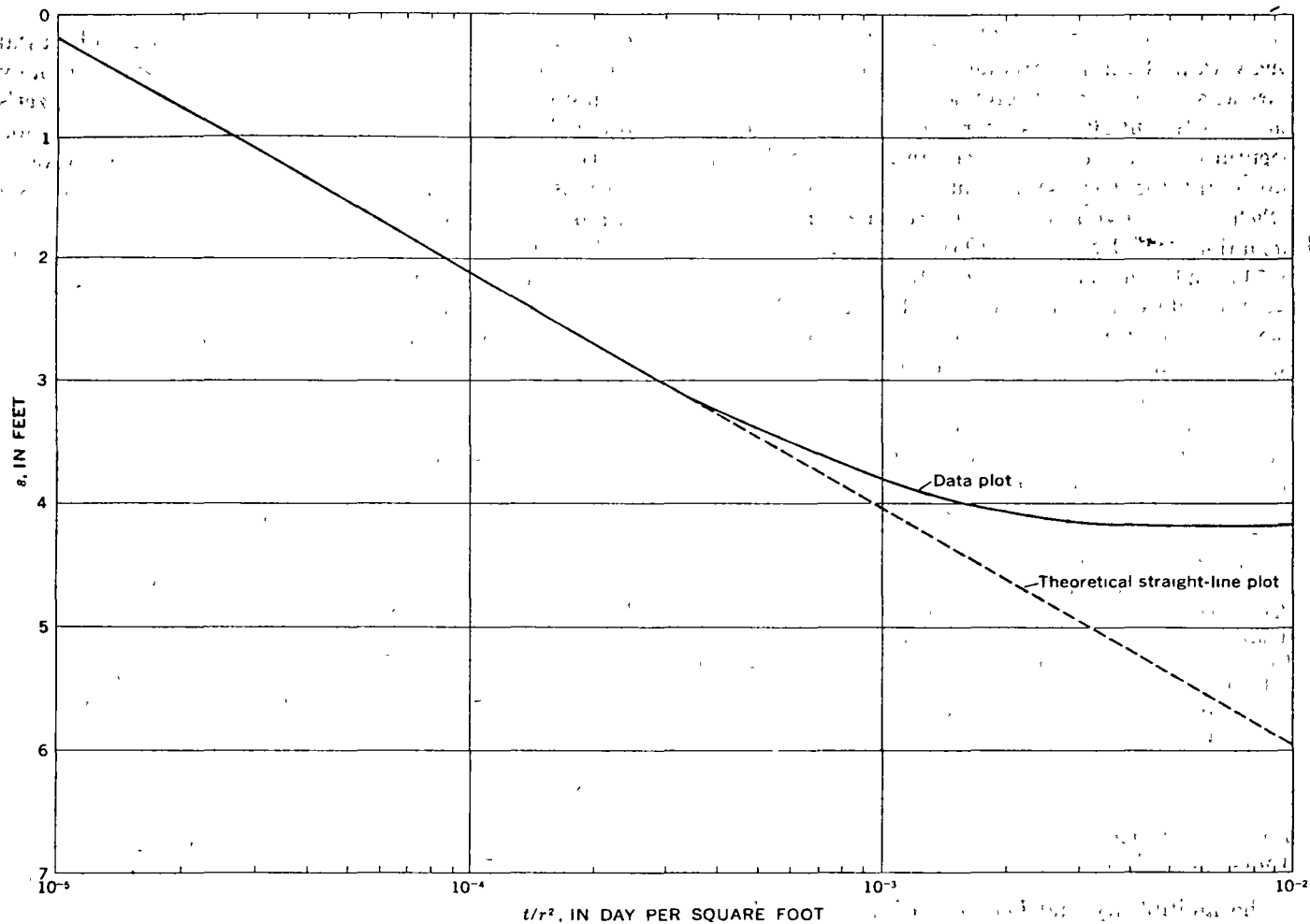


FIGURE 42.—Effect of recharging stream on semilogarithmic plot of s versus t/r^2 .

may be suspected, the drawdown (s_o) versus time (t) in an observation well near the pumped well is plotted on logarithmic paper of the same scale as plate 9 (drawdown increasing upward at left, time increasing to right). The plot of observed data is superposed on the family of type curves, as in matching the Theis type curve, and a match point is found for values of $\sum W(u)$ and $1/u_p$ corresponding to values of s_o and t , respectively. Equation 147 can then be solved for T , after which equation 148 can be solved for S by rewriting equations 147 and 148 for solutions of T and S , respectively. From the value of K for the particular modified curve followed by the observed data, the value of r , can be computed from equation 150.

If a suspected boundary is absent, and, therefore, the aquifer is extensive, the observed data should fit the heavy parent type curve, which is the Theis type curve. If a boundary exists, the observed data will follow the parent curve until the boundary is first "felt," then it will deviate from the parent curve along one of the modified curves.

Deviations below the parent curve are caused by recharging images; those above, by discharging images.

"SAFE YIELD"

The term "safe yield" has about as many definitions as the number of people who have defined it. There are questions as to the validity of the term, but if it is valid there remains the question as to who should determine it—ground-water hydrologists or ground-water managers? Let us review briefly the history, meaning, and limitations of the term.

The term "safe yield" seemingly was first defined by Meinzer (1920, p. 330) as " * * * the rate at which the ground water can be withdrawn year after year, for generations to come, without depleting the supply." Later Meinzer (1932, p. 99) modified his definition to "The 'safe yield' of an underground reservoir [is the] practicable rate of withdrawing water from it perennially

for human use * * *." Although there was nothing wrong with Meinzer's early definitions, they seemingly did not wholly satisfy all ground-water hydrologists, for beginning about 20 years later many began redefining the concept in more and more precise terms to suit themselves or to suit the particular ground-water conditions with which they were concerned. For a résumé of many of these definitions, see Kazmann (1951, 1956), Hantush (1955, p. 71), and Todd (1959, p. 200-218).

As stated by Kazmann (1956, p. 1103-2), "The thought became current that the 'safe yield' of an aquifer was surely determinable in advance of ground-water development—or even after development had begun." I might add that the thought also became current that one could put a *number* on the safe yield of a ground-water reservoir regardless of its method of development. However, as stated by Thomas (1951, p. 262):

In a ground-water reservoir where the water is unconfined in certain areas (recharge areas) and under artesian pressure in other places, the safe yield will be a certain quantity if it is specified that all withdrawals must be by flow from artesian wells, a larger quantity if it is permissible to pump water from depths as great as 50 feet, and still more if allowable pumping lifts are as much as 500 feet. But the safe yield will vary also depending upon the locations of wells and the type of wells constructed. Assuming that the well construction and spacing of individual wells are suitable for maximum recovery of water, the safe yield will be a certain quantity if all wells are 40 miles from the recharge area, considerably greater if they are about 10 miles away, and still more if they are adjacent to or within the recharge area.

The multiplicity and looseness of definitions led Kazmann to title his 1956 paper " 'Safe Yield' in Ground-Water Development, Reality or Illusion?," and led Thomas (1951, p. 261) to say: " 'Safe yield' This term, originated by hydrologists, may well prove awkward for them because of the variety of interpretations possible. 'Safe yield' is an Alice-in-Wonderland term which means whatever its user chooses."

I have a definition which I taught at U.S. Geological Survey Ground Water Short Courses beginning in 1952, namely, "The amount of ground water one can withdraw without getting into trouble." "Withdraw" may mean from flowing or pumped wells, and it may mean continuously, as for many industrial or municipal supplies, or seasonally, as for irrigation. "Trouble" may mean anything under the sun, such as (1) running out of water, (2) drawing in salt water, or other undesirable water, (3) getting shot, or shot at, by an irate nearby wellowner or landowner, (4) getting sued by a less irate neighbor, or (5) getting sued for depleting the flow of a nearby stream for which the water rights have been appropriated. My definition may sound facetious to some, but remembering that I would not attempt to put a number on it before development or in the early stages of development, espe-

cially if I did not know where and how the withdrawal would be made, it actually makes more sense than many definitions, does not differ significantly from Meinzer's original definitions, and is very close to the later definition of Todd (1959, p. 200): "The safe yield of a ground water basin is the amount of water which can be withdrawn from it annually without producing an undesired result."

To determine whether or not a desired quantity and quality of water can be withdrawn from a given ground-water reservoir generally requires an adequate knowledge of the geologic framework and its plumbing system plus the application of philosophy, common sense, and knowledge of the proposed type of development that owners or managers have in mind. As problems become more and more complex, however, such as those involving large investments in land and wells, withdrawal of water from both streams and wells that tap a common source, or conflicts in water rights, then the solution may require highly detailed study. The modern approach is for the hydrologist to acquire sufficient detail concerning the combined ground- and surface-water system so aquifer response can be predicted by electric-analog or mathematical models. Then management, such as state or local water-conservation agencies, within the framework of prevailing laws or regulations, may test the response of the system to various assumed stresses and thereby select the most desirable or equitable distribution of available water. Thus the role of the hydrologist is to gather and present the facts: the water manager determines who shall have how much water and from what source. In so doing, the manager generally requires and obtains considerable continuing assistance from the hydrologist (See Wood and Gabrysch, 1965; Walton and Prickett, 1963; Moore and Wood, 1967.)

In the sections that follow, some additional references will be made to safe yield in discussing examples of different types of ground-water reservoirs.

THE SOURCE OF WATER DERIVED FROM WELLS

Under the above title Theis (1940) stated concisely the hydrologic principles upon which depend much of our present quantitative approach to ground-water problems. The statements that follow are summarized from these principles.

The essential factors that determine the response of aquifers to development by wells are:

1. Distance to, and character of, the recharge.
2. Distance to the locality of natural discharge.
3. Character of the cone of depression in the aquifer, which depends upon the values of T (which contains \bar{K} and b) and S .

Prior to development by wells, aquifers are in a state of dynamic equilibrium, in that over long periods of time recharge and discharge virtually balance. Discharge from wells upsets this balance by producing a loss from storage, and a new state of dynamic equilibrium cannot be reached until there is no further loss from storage. This can only be accomplished by:

1. Increase in recharge (natural or artificial).
2. Decrease in natural discharge.
3. A combination of 1 and 2.

The above statements were put into equation form with terms having the dimensions L^3T^{-1} by Hilton H. Cooper, Jr., U.S. Geological Survey (written commun., April 1967). I have added the $\Delta h/\Delta t$ and have assigned to the terms the dimensions LT^{-1} as follows:

$$R + \Delta R = D + \Delta D + q + S \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad [LT^{-1}], \quad (151)$$

where

R = recharge rate per unit area,
 ΔR = change in recharge rate per unit area,
 D = natural discharge rate per unit area,
 ΔD = change in discharge rate per unit area,
 q = rate of withdrawal from wells per unit area, and

$S \frac{\Delta h}{\Delta t}$ = rate of change in storage per unit area.

Assuming that additions to the aquifer (left-hand terms in eq. 151) are positive, that withdrawals from the aquifer (right-hand terms in eq. 151) are negative, and that over the years $R \approx D$, then solving equation 151 for q , we obtain

$$q \approx \Delta R - (-\Delta D) - \left(-S \frac{\Delta h}{\Delta t} \right) \quad [LT^{-1}]. \quad (152)$$

If dynamic equilibrium can be reestablished, there will be no further withdrawals from storage, so that $S \frac{\Delta h}{\Delta t} \approx 0$, and equation 152 becomes

$$q \approx \Delta R - (-\Delta D) \quad [LT^{-1}]. \quad (153)$$

We will see in the last section that equation 153 is applicable only to certain types of aquifer systems. For aquifers in which a new dynamic equilibrium is not attainable, continued withdrawal from storage may be greater than changes in recharge or discharge rates, and storage may be the principal or sole source of water. Under such conditions equation 152, or a part of it, is applicable. If we wish to know the total volumes of water involved, each term in equations 152 or 153 must be multiplied by the area (A) over which the changes occur.

Before taking up examples of different types of aquifers, let us review the following summary statements by Theis (1940, p. 280); which are important enough to quote completely:

1. All water discharged by wells is balanced by a loss of water somewhere.
2. This loss is always to some extent and in many cases largely from storage in the aquifer. Some ground water is always mined. The reservoir from which the water is taken is in effect bounded by time and by the structure of the aquifer as well as by material boundaries. The amount of water removed from any area is proportional to the drawdown, which in turn is proportional to the rate of pumping. Therefore, too great concentration of pumping in any area is to be discouraged and a uniform areal distribution of development over the area where the water is shallow should be encouraged, so far as is consistent with soil and marketing or other economic conditions.
3. After sufficient time has elapsed for the cone to reach the area of recharge, further discharge by wells will be made up at least in part by an increase in the recharge if previously there has been rejected recharge. If the recharge was previously rejected through transpiration from nonbeneficial vegetation, no economic loss is suffered. If the recharge was rejected through springs or refusal of the aquifer to absorb surface waters, rights to these surface waters may be injured.
4. Again, after sufficient time has elapsed for the cone to reach the areas of natural discharge, further discharge by wells will be made up in part by a diminution in the natural discharge. If this natural discharge fed surface streams, prior rights to the surface water may be injured.
5. In most artesian aquifers—excluding very extensive ones, such as the Dakota sandstone—little of the water is taken from storage. In these aquifers, because the cones of depression spread with great rapidity, each well in a short time has its maximum effect on the whole aquifer and obtains most of its water by increase of recharge or decrease of natural discharge. Such an artesian basin can be treated as a unit, as is done in the New Mexico ground-water law, and the laws of some other Western States that follow this law. In large nonartesian aquifers, where pumping is done at great distances from the localities of intake or outlet, however, the effects of each well are for a considerable time confined to a rather small radius and the water is taken from storage in the vicinity of the well. Hence these large ground-water bodies cannot be considered a unit in utilizing the ground water. Proper conservation measures will consider such large aquifers to be made up of smaller units, and will attempt to limit the development in each unit. Such procedure would also be advisable, although not as necessary, in an artesian aquifer.
6. The ideal development of any aquifer from the standpoint of the maximum utilization of the supply would follow these points:
 - (a) The pumps should be placed as close as economically possible to areas of rejected recharge or natural discharge where ground water is being lost by evaporation or transpiration by nonproductive vegetation, or where the surface water fed by, or rejected by, the ground water cannot be used. By so doing this lost water would be utilized by the pumps with a minimum lowering of the water level in the aquifer.
 - (b) In areas remote from zones of natural discharge or rejected recharge, the pumps should be spaced as uniformly as possible throughout the available area. By so

doing the lowering of the water level in any one place would be held to a minimum and hence the life of the development would be extended.

- (c) The amount of pumping in any one locality would be limited. For nonartesian aquifers with a comparatively small areal extent and for most artesian aquifers, there is a perennial safe yield equivalent to the amount of rejected recharge and natural discharge it is feasible to utilize. If this amount is not exceeded, the water levels will finally reach an equilibrium stage. If it is exceeded, water levels will continue to decline.

In localities developing water from nonartesian aquifers and remote from areas of rejected recharge or natural discharge, the condition of equilibrium connoted by the concept of perennial safe yield may never be reached in the predictable future and the water used may all be taken from storage. If pumping in such a locality is at a rate that will result in the course of 10 years in a lowering of water level to a depth from which it is not feasible to pump, pumping at half this rate would not cause the same lowering in 100 years. Provided there is no interference by pumping from other wells, in the long run much more water could be taken from the aquifer at less expense.

Thorough knowledge of these hydrologic principles plus the gathering and proper interpretation of the pertinent field data should permit the solution of virtually any quantitative ground-water problem, although in some areas the solution may be very difficult.

EXAMPLES OF AQUIFERS AND THEIR DEVELOPMENT

Let us see how the above principles and equations 152 and 153 apply to several types of aquifers. In the real situations the water would be withdrawn from many wells, but for simplicity only one or two wells are shown in the examples.

VALLEY OF LARGE PERENNIAL STREAM IN HUMID REGION

Setting.—Thick, permeable alluvium filling old valley cut into shale; permeable channel beneath large perennial stream; shallow water table, many phreatophytes; moderately heavy precipitation (fig. 43).

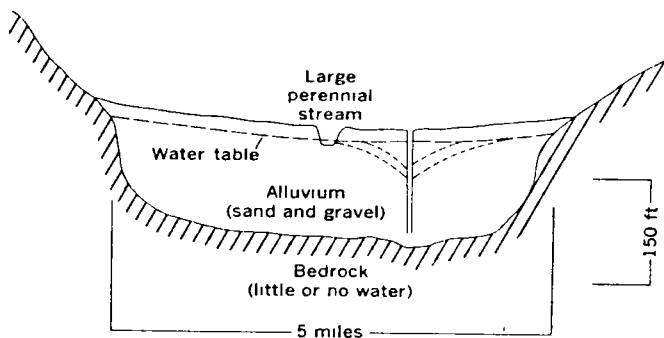


FIGURE 43.—Development of ground water from valley of large perennial stream in humid region.

Sources of water.—(1) Withdrawal from storage which creates cone of depression. (2) Salvaged rejected recharge: Lowering of water table provides more room for recharge from precipitation and, hence, reduces or prevents surface runoff to stream. (3) Salvaged natural discharge by (a) lowering water table beneath phreatophytes and (b) decreasing gradient toward stream thus decreasing discharge of ground water into stream. Sources (2) and (3) may suffice for small to moderately large ground-water developments. (4) Recharge directly from stream. Large withdrawal will cause cone of depression to spread until it reaches the stream, then gradient will be reversed and stream water will move toward wells.

Operation of system.—In applying equation 152 to such a development, we assume that $R \approx D$ and that equilibrium

has been reestablished so that $S \frac{\Delta h}{\Delta t} \approx 0$; then

$$q \approx \Delta R - (-\Delta D) \quad [LT^{-1}],$$

equation 153, in which ΔR may suffice for moderately large developments, but ΔD , capture of stream water, becomes the principal source for large developments

Limitations.—The amount of possible withdrawal is virtually limited to the streamflow. Lowering of the water table may impair or destroy useful phreatophytes or interfere with other ground-water developments, and the reduction in streamflow may interfere with the established rights of others.

VALLEY OF EPHEMERAL STREAM IN SEMIARID REGION

Setting.—Moderately thick, permeable alluvium filling old valley cut into shale; permeable channel beneath ephemeral stream; water table beneath stream channel and below reach of all vegetation except a few cottonwood trees along banks of stream; precipitation, about 15 in. a year; stream dry most of year but floods after heavy rains or cloudbursts in high headwater region (fig. 44).

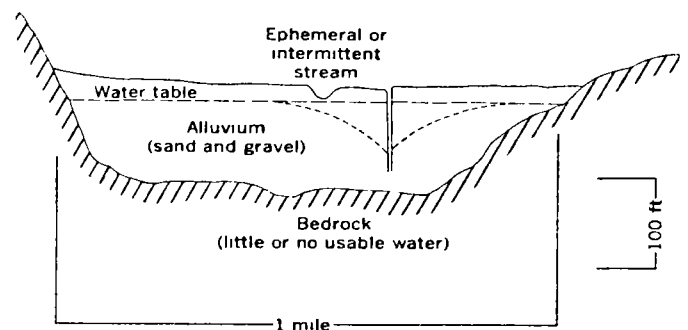


FIGURE 44.—Development of ground water from valley of ephemeral stream in semiarid region.

Sources of water.—(1) Withdrawal from storage which creates cone of depression. (2) Salvaged rejected recharge from precipitation—none; there is more than enough room for the meager recharge from low precipitation. (3) Salvaged natural discharge—very small; the only phreatophytes are a few cottonwoods along banks of stream. (4) Recharge directly from stream: May be very large from floods, provided water table is kept sufficiently lowered by pumping to provide room for all or most of the floodwater, which percolates rapidly downward through the permeable channel. Thus, the system functions effectively as an evaporation-free flood-control reservoir.

Operation of system.—In applying equation 152 to such a development, we assume that $\Delta D \approx 0$ and that equilibrium cannot be reestablished; then

$$q \approx \Delta R - \left(\pm S \frac{\Delta h}{\Delta t} \right) \quad [LT^{-1}],$$

in which ΔR , capture of floodwater with attendant increase in ground-water storage $\left(+S \frac{\Delta h}{\Delta t} \right)$, becomes the principal source of water. Between floods, when $\Delta R = 0$, loss from storage $\left(-S \frac{\Delta h}{\Delta t} \right)$ is the sole source. This procedure has been successful in some ephemeral stream valleys of eastern Colorado, where water is pumped seasonally for irrigation.

Limitations.—(1) The relation of flood frequency to water needs. (2) The water table must be kept low enough (by pumping) to provide adequate storage space for floodwaters, yet it must be high enough for successful or economical well operation.

CLOSED DESERT BASIN

Setting.—Large desert basin receiving 3-5 in. of precipitation annually, surrounded by high mountains that receive 20-30 in. of precipitation (fig. 45). Aquifer comprises thick bolson deposits built up by coalescing alluvial fans, coarse and permeable near mountains, fine grained and much less permeable at and near playa. Water table at or near surface at playa, deep near mountains. Streams, all ephemeral. Phreatophytes, only near playa in middle of basin.

Sources of water.—(1) Withdrawal from storage creates cone of depression. (2) Salvaged rejected recharge from precipitation—little or none, virtually all the precipitation that falls in the valley evaporates or is transpired in and near playa. Recharge comes mainly at irregular intervals from small ephemeral streams that head in surrounding mountains; incompletely saturated fan areas absorb much of streamflow, but some flood flows reach playa, where

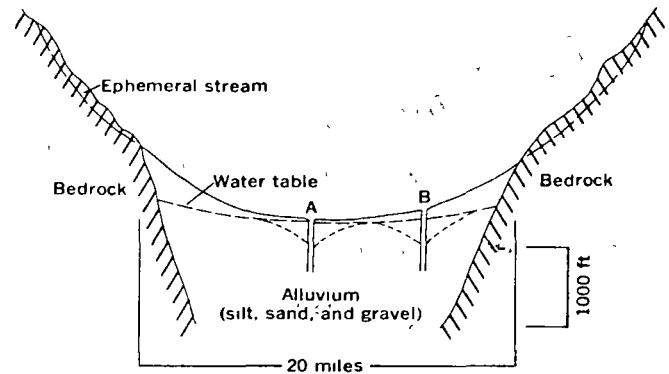


FIGURE 45.—Development of ground water from bolson deposits in closed desert basin.

water evaporates rapidly. (3) Salvaged natural discharge by (a) development near playa (well A), may be large, by lowering water table below reach of evaporation and transpiration by phreatophytes and (b) development along border of basin (well B), where some discharge toward playa may be salvaged by reducing the gradient.

Water near playa (well A) generally is too highly mineralized for most uses, and materials have low permeability. Development of water of better quality in bordering areas (well B) may be limited in quantity and by pumping lift; however, withdrawals from bordering areas can be greatly increased by the construction of retention dams in canyons of bordering mountains so that floodwaters that normally reach and temporarily flood playa may be stored and released slowly for recharge into the heads of alluvial fans, as has been done in California and perhaps elsewhere.

Operation of system.—Assuming that ΔD is small but finite and that ΔR by release from retention dams is fairly constant, then equilibrium can be reestablished

$$\left(S \frac{\Delta h}{\Delta t} \approx 0 \right), \text{ and equation 152 becomes equation 153,}$$

$$q \approx \Delta R - (-\Delta D) \quad [LT^{-1}],$$

in which ΔR is the principal source.

Without the retention dams, ΔR will not be constant and, for large withdrawals, equilibrium cannot be reestablished, so equation 152, for well B, becomes

$$q \approx \Delta R - (-\Delta D) - \left(\pm S \frac{\Delta h}{\Delta t} \right) \quad [LT^{-1}].$$

SOUTHERN HIGH PLAINS OF TEXAS AND NEW MEXICO

Setting.—Remnant of High Plains sloping gently from west to east, cut off from external sources of water by

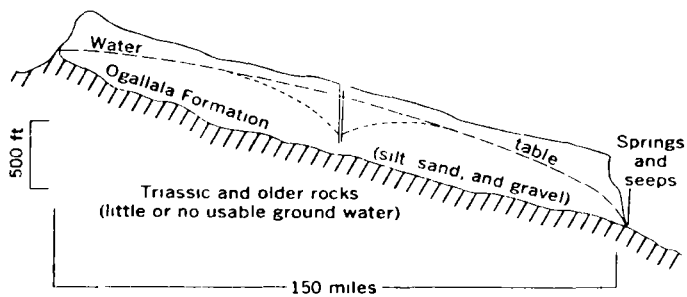


FIGURE 46.—Development of ground water from southern High Plains of Texas and New Mexico.

escarpments upstream and downstream (fig. 46). Water is in Tertiary deposits (Ogallala Formation), which have a maximum thickness of about 600 ft and an average thickness of about 300 ft. The material is moderately permeable and rests on relatively impermeable rocks. The recharge, which is derived solely from scanty precipitation, is estimated to range from $\frac{1}{20}$ to $\frac{1}{2}$ in. per year, or of the order of 3×10^9 ft³ year⁻¹. The natural discharge, of the same estimated order, is from seeps and springs along the eastern escarpment. The storage of ground water prior to development was very large, of the order of 2×10^{13} ft³. The withdrawal by pumping has increased from about 4×10^9 ft³ year⁻¹ in 1934 to more than 2×10^{11} ft³ year⁻¹ and is used mainly for irrigation.

Sources of water.—(1) Withdrawal from storage creates cone of depression. (2) Salvaged rejected recharge—virtually none; water table lies 50 ft or more beneath surface in most of the area, so that there is more than ample space for all possible natural recharge. (3) Salvaged natural discharge—virtually none; gradient toward eastern escarpment has been virtually unchanged, but even if all discharge could be salvaged, it would only amount to 1 or 2 percent of the withdrawal rate.

Operation of system.—Assuming that $\Delta R \approx 0$ and $\Delta D \approx 0$, equation 152 becomes

$$q \approx - \left(-S \frac{\Delta h}{\Delta t} \right) \quad [LT^{-1}],$$

which means that virtually all water is being mined from storage and that equilibrium is not being reestablished. Because ground water is a mineral that is being mined without hope of natural replacement, the Federal courts have affirmed the right of eligible ground-water users (those who have, in effect, paid for the water in the form of land prices higher than that of land lacking a good supply) to claim a depletion allowance for Federal income-tax purposes.

Possible remedial measures.—(1) In the Texas section of the region, a water conservation district, to which most

affected counties belong, has sought to retard depletion by encouraging water-saving practices and by requiring proper spacing of wells. In the New Mexico section, the State law based on prior appropriation is applied by allowing, in a particular area, appropriations until the remaining supply is judged sufficient for an additional period (such as 30 or 40 years) to enable recovery of investments in land and wells and the creation of wealth through extraction of this "minable" resource; the area is then declared fully appropriated and additional appropriations are not permitted. (2) Artificial recharge from ephemeral ponds through recharge wells has been tried but so far has not been successful over long periods. Had it been successful, it would have been sufficient only to retard depletion. (3) The importation of water by lifting it several hundred feet from the Canadian River was considered, but was judged too costly. The feasibility of importing water from the distant Mississippi or Missouri River is now (1971) being considered to alleviate water shortages in this and other parts of the High Plains.

GRAND JUNCTION ARTESIAN BASIN, COLORADO

There are three artesian aquifers in the Grand Junction artesian basin (Lohman, 1965), but for simplicity only one, the Jurassic Entrada Sandstone, is taken up here (fig. 47). Conditions here are typical of artesian aquifers of low permeability.

Setting.—Aquifer is fine-grained sandstone partly cemented with calcium carbonate, about 150 ft thick. $T = 20$ ft² day⁻¹, $S = 5 \times 10^{-5}$. Precipitation is about $7\frac{1}{2}$ inches per year. Recharge occurs only where outcrops are in contact with the alluvium of small ephemeral streams. The alluvium remains partly saturated for short periods after streamflow. Natural discharge is very small and is limited to upward leakage through 500 to 1,000 ft of

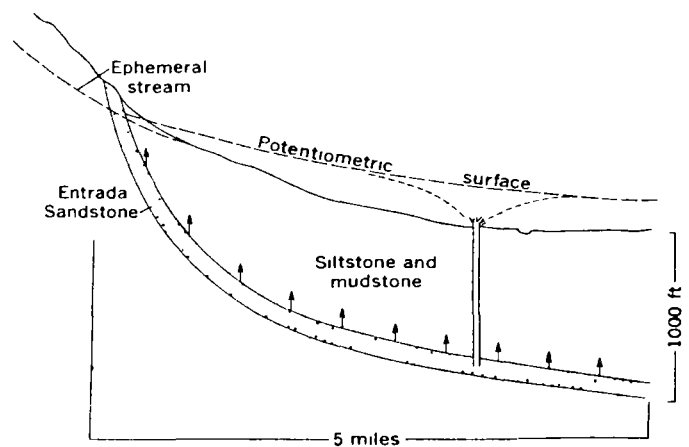


FIGURE 47.—Development of ground water from the Grand Junction artesian basin, Colorado.

relatively impermeable siltstone and mudstone. The artesian head before development was dependent in part upon the local topography but was as much as 160 ft above land surface.

Sources of water.—(1) Withdrawal from artesian storage (no unwatering) creates large, overlapping cones of depression. (2) Salvaged rejected recharge—virtually none; movement of water from already saturated recharge areas is greatly restricted by very low transmitting capacity of aquifer. (3) Salvaged natural discharge—very small; limited to upward leakage through confining beds of very low permeability.

Operation of system.—Assuming that $\Delta R \approx 0$ and $\Delta D \approx 0$, as in the High Plains, equation 152 becomes

$$q \approx - \left(-S \frac{\Delta h}{\Delta t} \right) [LT^{-1}],$$

which means that virtually all water is being "mined" from artesian storage and that equilibrium cannot be reestablished.

However, there is a significant difference between the mining of water in the High Plains and in the Grand Junction artesian basin. The Ogallala Formation has a specific yield of perhaps 0.15, so for each foot of decline in water level, each cubic foot of drained water-bearing material yields about 0.15 ft³ of water. For each foot of decline in head, 1 square foot of the Entrada Sandstone yields only about 5×10^{-6} ft³ of water. Thus it is perhaps fair to say that, in the High Plains, it is mainly the water that has been mined; in the Grand Junction artesian basin, it is mainly the artesian head that has been mined, for the aquifer is still saturated.

Possible remedial measures.—Most of the water withdrawn from the Entrada Sandstone to date has been used for domestic purposes, either by piping to nearby homes or by hauling to the cisterns of other rural residents. Now most rural residents have been supplied by water piped from distant surface sources. If the draft on the wells is thereby reduced sufficiently, the decline in artesian head should be arrested somewhat and eventually the head may slowly recover (Lohman, 1965, p. 122).

REFERENCES CITED

- American Petroleum Institute, 1942, Standard procedure for determining permeability of porous media [2d ed]: Am Petroleum Inst. Code 27, 21 p.
- Athy, L. F., 1930, Density, porosity, and compaction of sedimentary rocks: Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull., v. 14, no. 1, p. 1-24.
- Bedinger, M. S., and Emmett, L. F., 1963, Mapping transmissibility of alluvium in the lower Arkansas River valley, Arkansas, in Short papers in geology and hydrology: U.S. Geol. Survey Prof. Paper 475-C, p. C188-C190.
- Bedinger, M. S., and Reed, J. E., 1964, Computing stream-induced ground-water fluctuation, in Geological survey research 1964: U.S. Geol. Survey Prof. Paper 501-B, p. B177-B180.
- Bennett, R. R., 1962, Flow net analysis, in Ferris, J. G., Knowles, D. B., Brown, R. H., and Stallman, R. W., Theory of aquifer tests: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1536-E, p. 139-144.
- Bennett, R. R., and Meyer, R. R., 1952, Geology and ground-water resources of the Baltimore area [Maryland]: Maryland Dept. Geology, Mines and Water Resources Bull. 4, 573 p.
- Boulton, N. S., 1954a, Unsteady radial flow to a pumped well allowing for delayed yield from storage: Internat. Assoc. Sci. Hydrology Pub. 37, p. 472-477.
- 1954b, The drawdown of the water table under nonsteady conditions near a pumped well in an unconfined formation: Inst. Civil Engineers Proc. [London], pt. 3, p. 564-579.
- 1963, Analysis of data from non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage: Inst. Civil Engineers Proc. [London], v. 26, p. 469-482.
- 1964, Discussion of "Analysis of data from non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage" by N. S. Boulton: Inst. Civil Engineers Proc. [London], v. 28, p. 603-610 [Discussions by R. W. Stallman, W. C. Walton, and J. Ineson and reply by author.]
- Brown, R. H., 1953, Selected procedures for analyzing aquifer test data: Am. Water Works Assoc. Jour., v. 45, no. 8, p. 844-866.
- 1963, Estimating the transmissibility of an artesian aquifer from the specific capacity of a well, in Bentall, Ray, compiler, Methods of determining permeability, transmissibility, and drawdown: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1536-I, p. 336-338.
- Casagrande, Arthur, 1937, Seepage through dams: Harvard Graduate School Eng. Pub. 209.
- Cooper, H. H., Jr., 1963, Type curves for nonsteady radial flow in an infinite leaky artesian aquifer, in Bentall, Ray, compiler, Shortcuts and special problems in aquifer tests: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1545-C, p. C48-C55.
- Cooper, H. H., Jr., and Jacob, C. E., 1946, A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history: Am. Geophys. Union Trans., v. 27, no. 4, p. 526-534.
- Cooper, H. H., Jr., Bredehoeft, J. D., and Papadopoulos, I. S., 1967, Response of a finite-diameter well to an instantaneous charge of water. Water Resources Research, v. 3, no. 1, p. 263-269.
- Dagan, G., 1967, A method of determining the permeability and effective porosity of unconfined anisotropic aquifers: Haifa, Israel, Hydraulics Lab. P. N. 1/1967, 49 p.
- Darcy, Henry, 1856, Les fontaines publiques de la ville de Dijon: Paris, Victor Dalmont, 647 p.
- Dupuit, J., 1848, Etudes theoriques et pratiques sur le mouvement des eaux courantes: Paris, Carilian-Goeury et V. Dalmont, 275 p.
- Ferris, J. G., 1950, Quantitative method for determining ground-water characteristics for drainage design: Agr. Eng., v. 31, no. 6, p. 285-291.
- Ferris, J. G., Knowles, D. B., Brown, R. H., and Stallman, R. W., 1962, Theory of aquifer tests: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1536-E, p. 69-174.
- Forchheimer, Philipp, 1930, Hydraulik [3d ed.]: Leipzig and Berlin, Teubner.
- Gilluly, James, and Grant, U. S., 1949, Subsidence in the Long Beach Harbor area, California: Geol. Soc. America Bull., v. 60, p. 461-529.

- Glover, R. E., and Balmer, C. G., 1954, River depletion resulting from pumping a well near a river: *Am. Geophys. Union Trans.*, v. 35, p. 468-470.
- Hagen, G. H. L., 1839, Ueber die Bewegung des Wassers in engen cylindrischen Rohren: *Annalen Physik u. Chemie [Leipzig]*, v. 36, p. 423-442.
- Hantush, M. S., 1955, Preliminary quantitative study of the Roswell ground-water reservoir, New Mexico: *New Mexico Inst. Mining and Technology*, 113 p.
- 1956, Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers: *Am. Geophys. Union Trans.*, v. 37, no. 6, p. 702-714.
- 1959, Nonsteady flow to flowing wells in leaky aquifer: *Jour. Geophys. Research*, v. 64, no. 8, p. 1043-1052.
- 1960, Modification of the theory of leaky aquifers: *Jour. Geophys. Research*, v. 65, no. 11, p. 3713-3725.
- 1961, Tables of the function $H(u, \beta) = \int_u^\infty \frac{e^{-y}}{y} \operatorname{erfc} \left(\frac{\beta \sqrt{y}}{\sqrt{y(y-u)}} \right) dy$: *New Mexico Inst. Mining and Technology, Prof. Paper 103*, 14 p.
- 1964, Hydraulics of wells, in Chow, Ven Te, ed., *Advances in hydroscience, volume 1*: New York, Academic Press Inc., p. 281-442.
- Hantush, M. S., and Jacob, C. E., 1954, Plane potential flow of ground water with linear leakage: *Am. Geophys. Union Trans.*, v. 35, no. 6, p. 917-936.
- 1955, Nonsteady radial flow in an infinite leaky aquifer: *Am. Geophys. Union Trans.*, v. 36, no. 1, p. 95-100.
- Hedberg, H. D., 1936, Gravitational compaction of clays and shales: *Am. Jour. Sci.*, v. 31, p. 241-287.
- Hubbert, M. K., 1940, The theory of ground-water motion: *Jour. Geology*, v. 48, no. 8, pt. 1, p. 785-944.
- Hurr, R. T., 1966, A new approach for estimating transmissibility from specific capacity: *Water Resources Research*, v. 2, no. 4, p. 657-664.
- Ingersol, R. I., Zobel, O. J., and Ingersol, A. C., 1954, Heat conduction, with engineering, geological, and other applications: *Madison, Wisconsin Univ. Press*, 325 p.
- Jacob, C. E., 1940, On the flow of water in an elastic artesian aquifer. *Am. Geophys. Union Trans.*, pt. 2, p. 574-586.
- 1943, Correlation of ground-water levels and precipitation in Long Island, New York: *Am. Geophys. Union Trans.*, v. 24, pt. 2, p. 564-573.
- 1946, Radial flow in a leaky artesian aquifer: *Am. Geophys. Union Trans.*, v. 27, no. 2, p. 198-205.
- 1947, Drawdown test to determine effective radius of artesian well: *Am. Soc. Civil Engineers Trans.*, v. 112, p. 1047-1070.
- 1963a, Determining the permeability of water-table aquifers, in Bentall, Ray, compiler, *Methods of determining permeability, transmissibility, and drawdown*: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1536-I, p. 245-271.
- 1963b, Correction of drawdowns caused by a pumped well tapping less than the full thickness of an aquifer, in Bentall, Ray, compiler, *Methods of determining permeability, transmissibility, and drawdown*: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1536-I, p. 272-292.
- Jacob, C. E., and Lohman, S. W., 1952, Nonsteady flow to a well of constant drawdown in an extensive aquifer: *Am. Geophys. Union Trans.*, v. 33, p. 559-569.
- Jaeger, J. C., 1942, Heat conduction in a wedge, or an infinite cylinder whose cross section is a circle or sector of a circle: *Philos. Mag.*, ser. 7, v. 33, no. 222, p. 527-536.
- Jenkins, C. T., 1963, Graphical multiple-regression analysis of aquifer tests, in *Short papers in geology and hydrology*: U.S. Geol. Survey Prof. Paper 475-C, p. C198-C201.
- 1968a, Techniques for computing rate and volume of stream depletion of wells: *Ground Water*, v. 6, no. 2, p. 37-46.
- 1968b, Electric-analog and digital-computer model analyses of stream depletion by wells: *Ground Water*, v. 6, no. 6, p. 27-34.
- Kazmann, R. G., 1951, The role of aquifers in water supply: *Am. Geophys. Union Trans.*, v. 32, no. 2, p. 227-230.
- 1956, "Safe yield" in ground-water development, reality or illusion?: *Am. Soc. Civil Engineers Proc., Irrig. Drainage Div. Jour.*, v. 82, no. IR3, p. 1103-1-1103-12.
- Leggett, R. M., 1936, Ground water in northwestern Pennsylvania: *Penna. Geol. Survey Bull. W-3*, 215 p.
- Lohman, S. W., 1936, Geology and ground-water resources of the Elizabeth City area, North Carolina: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 773-A, 57 p.
- 1961, Compression of elastic artesian aquifers, in *Short papers in the geologic and hydrologic sciences*: U.S. Geol. Survey Prof. Paper 424-B, p. B47-B49.
- 1963, Method for determination of the coefficient of storage from straight-line plots without extrapolation, in Bentall, Ray, compiler, *Shortcuts and special problems in aquifer tests*: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1545-C, p. C33-C37.
- 1965, Geology and artesian water supply of the Grand Junction area, Colorado: U.S. Geol. Survey Prof. Paper 451, 149 p.
- Meinzer, O. E., 1920, Quantitative methods of estimating ground-water supplies: *Geol. Soc. America Bull.*, v. 31, p. 329-338.
- 1923, Outline of ground-water hydrology, with definitions: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 494, 71 p.
- 1928, Compressibility and elasticity of artesian aquifers: *Econ. Geology*, v. 23, p. 263-291.
- 1932, Outline of methods for estimating ground-water supplies: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 638-C, 45 p.
- Meinzer, O. E., and Hard, H. H., 1925, The artesian water supply of the Dakota Sandstone in North Dakota, with special reference to the Edgeley quadrangle, in *Contributions to the hydrology of the United States, 1923-24*: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 520, p. 73-95.
- Meyer, R. R., 1963, A chart relating well diameter, specific capacity, and the coefficient of transmissibility and storage, in Bentall, Ray, compiler, *Methods of determining permeability, transmissibility, and drawdown*: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1536-I, p. 338-340.
- Meyer, W. R., 1962, Use of a neutron-moisture probe to determine the storage coefficient of an unconfined aquifer, in *Short papers in geology, hydrology, and topography*: U.S. Geol. Survey Prof. Paper 450-E, p. E174-E176.
- Moore, J. E., and Wood, L. A., 1967, Data requirements and preliminary results of an analog-model evaluation—Arkansas River valley in eastern Colorado: *Ground Water*, v. 5, no. 1, p. 20-23.
- Moulder, E. A., 1963, Locus circles as an aid in the location of a hydrogeologic boundary, in Bentall, Ray, compiler, *Shortcuts and special problems in aquifer tests*: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1545-C, p. C110-C115.
- Norris, S. E., and Fidler, R. E., 1966, Use of type curves developed from electric analog studies of unconfined flow to determine the vertical permeability of an aquifer at Piketown, Ohio: *Ground Water*, v. 4, no. 3, p. 43-48.
- Nutting, P. G., 1930, Physical analysis of oil sands: *Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull.*, v. 14, p. 1337-1349.
- Papadopoulos, I. S., 1963, Preparation of type curves for calculating T/S of a wedge-shaped aquifer, in *Short papers in geology and hydrology*: U.S. Geol. Survey Prof. Paper 475-B, p. B196-B198.

- Pinder, G. F., Bredehoeft, J. D., and Cooper, H. H., Jr., 1969, Determination of aquifer diffusivity from aquifer response to fluctuations in river stage: *Water Resources Research*, v. 5, no. 4, p. 850-855.
- Piper, A. M., 1933, Notes on the relation between the moisture-equivalent and the specific retention of water-bearing materials: *Am. Geophys. Union Trans*, 14th Ann. Mtg., p. 481-487.
- Poiseuille, J. L. M., 1846, Experimental investigations on the flow of liquids in tubes of very small diameter: *Acad Royal Sci. et Inst. France, Math. Phys. Sci. Mem.*, v. 9, p. 433-543
- Poland, J. F., and Evenson, R. E., 1966, Hydrogeology and land subsidence, great Central Valley, California: *California Div. Mines Bull.* 190, p. 239-247.
- Powell, W. J., 1958, Ground-water resources of the San Luis Valley, Colorado: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1379, 284 p.
- Rorabaugh, M. I., 1960, Use of water levels in estimating aquifer constants in a finite aquifer: *Internat. Assoc. Sci. Hydrology Pub.* 52, p. 314-323.
- 1964, Estimating changes in bank storage and ground-water contribution to streamflow: *Internat. Assoc. Sci. Hydrology Pub.* 63, p. 432-441.
- Skibitzke, H. E., 1958, An equation for potential distribution about a well being bailed: U.S. Geol. Survey open-file rept.
- Slichter, C. S., 1899, Theoretical investigations of the motion of ground waters: U.S. Geol. Survey 19th Ann. Rept., pt. II-C, p. 295-384.
- Southwell, R. V., 1940, *Relaxation methods in engineering science*: London, Oxford Univ. Press.
- 1946, *Relaxation methods in theoretical physics*: London, Oxford Univ. Press.
- Stallman, R. W., 1956, Numerical analysis of regional water levels to define aquifer hydrology: *Am. Geophys. Union Trans.*, v. 37, no. 4, p. 451-460.
- 1961a, Boulton's integral for pumping-test analysis, in *Short papers in the geologic and hydrologic sciences*: U.S. Geol. Survey Prof. Paper 424-C, p. C24-C29.
- 1961b, The significance of vertical flow components in the vicinity of pumping wells in unconfined aquifers, in *Short papers in the geologic and hydrologic sciences*: U.S. Geol. Survey Prof. Paper 424-B, p. B41-B43.
- 1962, Numerical analysis, in Ferris, J. G., Knowles, D. B., Brown, R. H., and Stallman, R. W., *Theory of aquifer tests*: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1536-E, p. 135-139.
- 1963a, Electric analog of three-dimensional flow to wells and its application to unconfined aquifers: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1536-H, 38 p.
- 1963b, Type curves for the solution of single boundary problems, in Bentall, Ray, compiler, *Shortcuts and special problems in aquifer tests*: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1545-C, p. C45-C47.
- 1964, Multiphase fluids in porous media—A review of theories pertinent to hydrologic studies: U.S. Geol. Survey Prof. Paper 411-E, 51 p.
- 1965, Effects of water-table conditions on water-level changes near pumping wells: *Water Resources Research*, v. 1, no. 2, p. 295-312.
- Stallman, R. W., and Papadopulos, I. S., 1966, Measurement of hydraulic diffusivity of wedge-shaped aquifers drained by streams: U.S. Geol. Survey Prof. Paper 514, 50 p, 120 pls.
- Swenson, F. A., 1968, New theory of recharge to the artesian basin of the Dakotas: *Geol. Soc. America Bull.*, v. 79, p. 163-182.
- Taylor, D. W., 1948, *Fundamentals of soil mechanics*: New York, John Wiley and Sons, p. 156-198.
- Terzaghi, Karl, 1942, Soil moisture and capillary phenomena in soils, Chapter 10-A in Meinzer, O. E., ed., *Hydrology*: New York, McGraw Hill Book Co., p. 331-363.
- Theis, C. V., 1932, Ground water in Curry and Roosevelt Counties, N. Mex.: New Mexico State Engineer 10th Bienn. Rept., 1930-32, p. 99-160.
- 1934, Progress report on ground-water supply of Portales Valley, N. Mex.: New Mexico State Engineer 11th Bienn. Rept., 1932-34, p. 89-108.
- 1935, The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage: *Am. Geophys. Union Trans*, v. 16, p. 519-524
- 1938, The significance and nature of the cone of depression in ground-water bodies: *Econ. Geology*, v. 33, no. 8, p. 889-902.
- 1940, The source of water derived from wells: *Civil Eng.*, v. 10, no. 5, p. 277-280.
- 1941, The effect of a well on the flow of a nearby stream: *Am. Geophys. Union Trans*, v. 22, p. 734-738.
- 1963a, Estimating the transmissibility of a water-table aquifer from the specific capacity of a well, in Bentall, Ray, compiler, *Methods of determining permeability, transmissibility, and drawdown*: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1536-I, p. 332-336.
- 1963b, Drawdowns caused by a well discharging under equilibrium conditions from an aquifer bounded by a finite straight-line source, in Bentall, Ray, compiler, *Shortcuts and special problems in aquifer tests*: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1545-C, p. 101-105.
- 1963c, Chart for the computation of drawdown in the vicinity of a discharging well, in Bentall, Ray, compiler, *Shortcuts and special problems in aquifer tests*: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1545-C, p. 10-15.
- Theis, C. V., and Conover, C. S., 1963, Chart for determination of the percentage of pumped water being diverted from a stream or drain, in Bentall, Ray, compiler, *Shortcuts and special problems in aquifer tests*: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 1545-C, p. 106-109.
- Thiem, Adolph, 1887, Verfahren für Messung natürlicher Grundwassergeschwindigkeiten: *Polytech. Notizbl.*, v. 42.
- Thiem, Gunther, 1906, *Hydrologische methoden*: Leipzig, J. M. Gebhart, 56 p.
- Thomas, H. E., 1951, *The conservation of ground water*: New York, Toronto, London, McGraw Hill Book Co., Inc., 327 p.
- Todd, D. K., 1959, *Ground-water hydrology*: New York, John Wiley and Sons, Inc., 336 p.
- Versluys, J., 1917, Die Kappillarität der Boden: *Inst. Mitt. Bodenk.*, v. 7, p. 117-140.
- Walton, W. C., 1960, Application and limitations of methods used to analyze pumping test data: *Water Well Jour*, pt. 1, v. 14, no. 2, p. 22, 23, 49, 53, 56, pt. 2, v. 14, no. 3, p. 20, 46, 48, 50, 52.
- 1962, Selected analytical methods for well and aquifer evaluation: *Illinois State Water Survey Bull.* 49, 81 p.
- 1963, Microtime measurements of ground-water level fluctuations: *Ground Water*, v. 1, no. 2, p. 18, 19.
- Walton, W. C., and Prickett, T. A., 1963, Hydrologic electric analog computer: *Am. Soc. Civil Engineers Proc.*, *Hydraulics Div. Jour.*, v. 89, no. HY6, p. 67-91.
- Weeks, E. P., 1964, Use of water-level recession curves to determine the hydraulic properties of glacial outwash in Portage County, Wisconsin, in *Geological Survey research 1964*: U.S. Geol. Survey Prof. Paper 501-B, p. B181-B184.
- Wenzel, L. K., 1936, The Thiem method of determining permeability of water-bearing materials and its application to the determination of specific yield, results of investigations in the Platte

- River valley, Nebraska: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 679-A, 58 p.
- 1942, Methods for determining permeability of water-bearing materials, with special reference to discharging well methods: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 887, 192 p.
- Wenzel, L. K., and Sand, H. H., 1942, Water supply of the Dakota sandstone in the Ellendale-Jamestown area, North Dakota, with references to changes between 1923 and 1938: U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 889-A, 82 p.
- Williams, C. C., and Lohman, S. W., 1949, Geology and ground-water resources of a part of south-central Kansas, with special reference to the Wichita municipal water supply: Kansas Geol. Survey Bull. 79, 455 p.
- Wood, L. A., and Gabrysch, R. K., 1965, Analog model study of ground water in the Houston district, Texas, with a section on design, construction, and use of electric analog models by E. P. Patten, Jr.: Texas Water Comm. Bull. 6508, 103 p.
- Wyckoff, R. D., Botset, H. G., Muskat, Morris, and Reed, D. W., 1934, Measurement of permeability of porous media: Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull., v. 18, no. 2, p. 161-190.

INGENIERIA HIDRAULICA

en México

EL ESTUDIO DEL AGUA SUBTERRANEA

Por el Ing.
GERMAN FIGUEROA VEGA

MEXICO, D. F.
1968



El estudio del agua subterránea

Por el Ing. Germán FIGUEROA VEGA

Jefe de Estudios Especiales de la Comisión
Hidrológica de la Cuenca del Valle de México

CAPÍTULO I

EL CICLO HIDROLOGICO

EL agua, elemento indispensable para la vida humana sobre la Tierra, tuvo su origen durante la etapa de enfriamiento que dio lugar a la formación de continentes y mares. Las teorías generalmente aceptadas sobre la formación de la Tierra indican que, en un principio, nuestro Sol y sistema planetario formaban en conjunto una enorme nebulosa en proceso de enfriamiento. Durante dicho proceso, se produjeron separaciones de la masa central dando lugar a la formación de los planetas. Las masas constituyentes de los planetas así formados se encontraban en un estado fluido que distaba mucho de ser homogéneo, debido a que los elementos de mayor densidad se acumularon cerca del centro de gravedad, seguidos en orden decreciente de densidad, por los más ligeros.

Con la evolución del proceso de enfriamiento se inició la formación de una costra que encerró a los materiales más densos, actualmente llamados litosfera, dejando en su exterior a los materiales de menor densidad, que posteriormente formaron lo que actualmente se conoce como hidrosfera y atmósfera. El agua, en su forma actual, aún no existía o, en el mejor de los casos, existía solamente en forma de vapor recalentado.

La continua pérdida de calor en forma de energía radiante hacia el espacio exterior redujo la temperatura de la masa gaseosa que rodeaba a la litosfera, hasta un punto tal que fue posible la condensación del agua. La lluvia así producida, de proporciones inimaginables, llenó los huecos y cavidades de la costra recientemente formada, dando lugar a los mares y a las primeras aguas subterráneas que, con toda seguridad, circularon por las grietas de enfriamiento de las rocas ígneas. Desde el momento mismo de su condensación, el agua sobre la superficie de la Tierra ha estado en continuo movimiento debido, por una parte, al movimiento de la misma, y principalmente a la energía radiante recibida del Sol.

En efecto, la energía solar hace que el agua de los mares se evapore formando nubes que posteriormente, al enfriarse, provocan lluvias. Estas se evaporan durante su caída o se precipitan sobre los continentes y mares. El agua que cae sobre los continentes se infiltra, escurre o se evapora; las aguas que se infiltran o escurren tienden en todo momento a dirigirse hacia el mar o a volver nuevamente hacia la atmósfera, a menos que queden atrapadas en algún recipiente estanco. El proceso descrito se repite una y otra vez, dando lugar a lo que se ha definido como Ciclo Hidrológico.

El hecho de que el agua sea indispensable a los seres vivientes resulta lógico, si se piensa que en algún momento del proceso descrito la agitación del agua en los océanos, la temperatura y demás condiciones ambientales, fueron propicias a la formación de las primeras moléculas de proteína, a las primeras células y, posteriormente, por un proceso de evolución biológica, a todos los seres vivientes que han existido y existen sobre la Tierra.

La continua acción erosiva que ejerce el agua durante algunas fases de su ciclo hidrológico ha sido, y seguirá siendo, uno de los principales factores del modelado de la superficie terrestre y del cambio operado sobre la misma desde la primera lluvia hasta nuestros días, dando lugar, conjuntamente con el resto de agentes erosivos, de intemperización y metamorfismo, a la formación de toda la gama de rocas sedimentarias y metamórficas, cuyos poros, grietas y cavidades, conjuntamente con los de las rocas ígneas, constituyen los espacios por los que circula y en los que se almacena el agua subterránea.

CAPÍTULO II

LA BUSQUEDA DEL AGUA SUBTERRANEA

2.1 *Indicios biológicos*

Aunque el agua subterránea ha sido utilizada por el hombre prácticamente desde la aparición de



1000

1000



1000

1000

1000

1000

1000

1000

1000



este último sobre la faz de la Tierra, el empleo de la misma se redujo por mucho tiempo a la utilización de los caudales de agua subterránea que brotaban hacia la superficie en forma esponánea, sea hacia los cauces de los ríos y lagos o sea en forma de manantiales.

Las referencias más antiguas conocidas sobre la explotación directa del agua subterránea por medio de pozos, galerías de captación, etc., se encuentran probablemente en la Biblia, aunque se desconoce la razón que impulsó al hombre hacia tal búsqueda.

Es perfectamente conocido que algunos animales de zonas áridas tienen habilidad natural para olfatear la presencia del agua cuando ésta se encuentra cerca de la superficie del terreno, siendo por ello fácilmente alcanzable mediante una excavación que el mismo animal ejecuta. Posiblemente la observación de este hecho por el hombre lo haya decidido a imitar a tales animales, iniciándose en tal forma las captaciones artificiales mencionadas.

Como la observancia de las plantas es más sencilla que la de los animales y aquéllas también necesitan agua para sustento, es posible que a la observación descrita anteriormente haya seguido la observación de plantas indicadoras de la presencia

de agua y aun de su calidad. El estudio de tales plantas ha tenido recientemente cierto auge y forma parte de lo que actualmente se llama geobotánica.

2.2 Procedimientos exóticos

Existen personas que engañan con pretendidos conocimientos o poderes ocultos, siendo su patente de inmunidad la ignorancia de su víctima. Cuando tales personas lucran cometen delito de fraude; cuando no, dañan solamente en la medida en que son creídas.

La localización del agua subterránea ha sido por mucho tiempo uno de los temas favoritos de aquellos que pretenden, mediante el auxilio de una vara o un péndulo, localizar cualquier tipo de minerales ocultos, incluyendo el agua subterránea que en cierto modo es un mineral, de tipo muy especial. La localización del agua subterránea por medio de varas u horquetas, es sumamente antigua; los Medas y los Persas la conocían y Marco Polo tuvo noticia de la misma en el Oriente.¹ (Se pretende, incluso, que el origen del procedimiento se remonta a Moisés.)

¹ Las referencias bibliográficas se encuentran al final del texto



Nacimiento del río Axtla

201 for 1970
1970 for 1971
1971 for 1972
1972 for 1973

1973 for 1974
1974 for 1975
1975 for 1976
1976 for 1977
1977 for 1978
1978 for 1979
1979 for 1980
1980 for 1981

1981

1982
1983
1984
1985
1986
1987
1988
1989
1990
1991
1992
1993
1994
1995
1996
1997
1998
1999
2000
2001
2002
2003
2004
2005
2006
2007
2008
2009
2010
2011
2012
2013
2014
2015
2016
2017
2018
2019
2020
2021
2022
2023
2024
2025
2026
2027
2028
2029
2030
2031
2032
2033
2034
2035
2036
2037
2038
2039
2040
2041
2042
2043
2044
2045
2046
2047
2048
2049
2050
2051
2052
2053
2054
2055
2056
2057
2058
2059
2060
2061
2062
2063
2064
2065
2066
2067
2068
2069
2070
2071
2072
2073
2074
2075
2076
2077
2078
2079
2080
2081
2082
2083
2084
2085
2086
2087
2088
2089
2090
2091
2092
2093
2094
2095
2096
2097
2098
2099
2100



Manantial San Juanito, tributario del río Axtla

El que haya habido tales personas en el mundo no es cosa que deba sorprender; lo que sí sorprende es que aquéllas formen sociedades de carácter nacional e incluso mundial a las que se afilian numerosos individuos de buena fe.

A todo aquel que, sin pertenecer a una de las sociedades descritas, cree sinceramente que hay algo de misterioso en las localizaciones de agua subterránea efectuadas por medio de una vara o un péndulo, le conviene saber lo que todo perforista de petróleo sabe: que lo verdaderamente difícil no es encontrar, sino no encontrar agua en alguno de los estratos que se atraviesan con una perforación. Lo anterior se demuestra por el hecho de que prácticamente en todas las perforaciones petroleras se encuentra agua aunque, por desgracia, no en todas se encuentra petróleo.

Más adelante se verá que existen procedimientos perfectamente racionales y comprobados, para efectuar la localización de las aguas subterráneas, y que tales procedimientos hacen innecesario el empleo de los procedimientos exóticos aquí descritos.

2.3 Presencia y movilidad del agua

El agua subterránea puede encontrarse estática o en movimiento. La explotación del agua subterránea exige siempre el movimiento de la misma. Desde este punto de vista existen dos condiciones que una formación geológica cualquiera debe cum-

plir para que resulte atractiva la explotación de agua subterránea en ella. Dichas condiciones son: la formación debe contener volúmenes importantes de agua y permitir su libre circulación.

La primera condición puede cumplirse cuando la formación geológica tenga una cierta proporción de vacíos, vacíos que pueden ser poros, grietas o cavidades de orígenes diversos. Sin embargo, la presencia de vacíos capaces de contener agua, por sí sola, no es suficiente para que la formación sea atractiva desde el punto de vista de su explotación. Los huecos deben estar interconectados de manera que el agua pueda pasar de uno a otro en sucesión continua para aflorar finalmente en las captaciones, sean éstas naturales o artificiales.

En otras palabras, la formación debe reunir simultáneamente las características de presencia y movilidad del agua a través de la misma. A las formaciones que cumplen con la condición anterior, se les llama acuíferos.

2.4 Hidrogeología

Puede definirse la hidrogeología como la geología aplicada a la búsqueda del agua subterránea. En geología es usual llamar rocas a todas las formaciones geológicas, así se trate de suelos. A estos últimos algunas veces se les llama regolita.

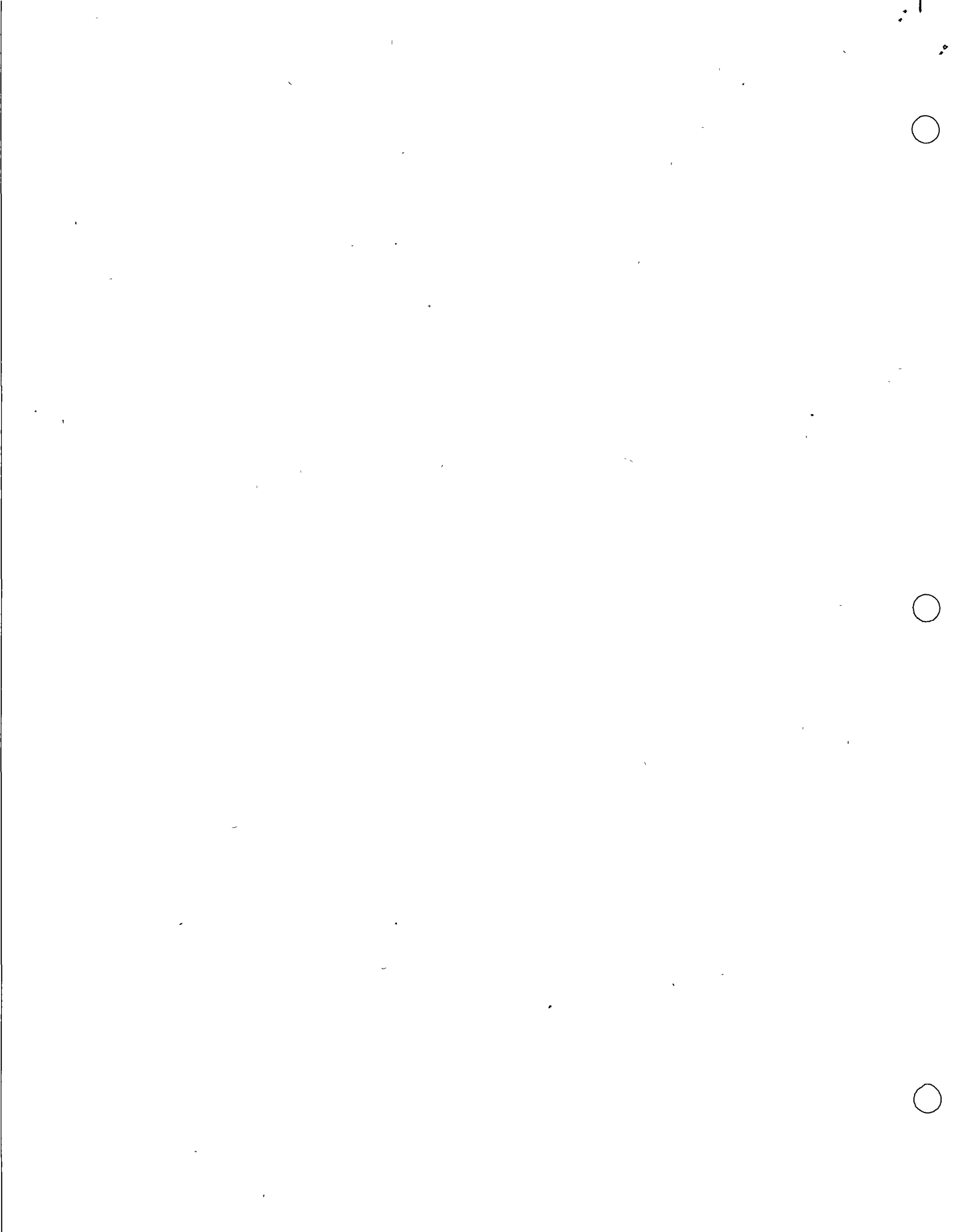
Los planos geológicos comunes generalmente clasifican las rocas desde dos puntos de vista: atendiendo a su edad y atendiendo a su origen.

La clasificación por edades permite formarse una idea sobre la posición relativa que guardan las diversas formaciones. La clasificación por orígenes permite inferir características tales como estructura, textura, densidad, etc.

En un estudio hidrogeológico lo importante en cada caso es definir la mayor o menor facilidad que la formación ofrece a la presencia y movilidad del agua. Para ello es conveniente indicar el tipo y dimensiones de los huecos y su conectividad.

Atendiendo a lo anterior, podría pensarse en una doble clasificación definiendo, por una parte, si se trata de roca impermeable, con fisuras, con cavernas o con poros, y, por la otra, si la facilidad de circulación del agua es muy grande, grande, regular, pequeña, muy pequeña o nula. Por supuesto, cuando el agua circula por fisuras o cavernas es conveniente definir la posición y orientación de las mismas, así como su relación con la profundidad. Además, puesto que el agua circula debido a la acción de la gravedad buscando siempre una carga hidráulica total menor, es importante describir todos los rasgos estructurales que puedan ayudar, obstaculizar, o guiar al flujo.

Un levantamiento hidrogeológico es así una reinterpretación y ampliación de los levantamientos geológicos convencionales, con miras a la búsqueda del agua subterránea. El objetivo final del mismo, es el de poder definir la presencia, extensión y profundidad del o los acuíferos que exis-





Manantial, nacimiento del río Coy

tan en una región dada, así como las posibles características de sus fronteras (permeables o impermeables, de alimentación o fuga) y de todos los rasgos geológicos que puedan contribuir a facilitar, obstaculizar o guiar al flujo. Se entiende que la descripción que pueda lograrse ha de ser en términos generales y, como tal, de carácter cualitativo. Sin embargo, una vez lograda tal descripción se está en posibilidad de, además de indicar la presencia del agua, programar las exploraciones necesarias para pasar al aspecto cuantitativo del problema.

La hidrogeología proporciona así, con el posible auxilio de la geofísica, el medio más racional y certero para la búsqueda del agua subterránea.

CAPÍTULO III

CLASIFICACION GENERAL DE LOS ESTUDIOS

3.1 *Confusión existente*

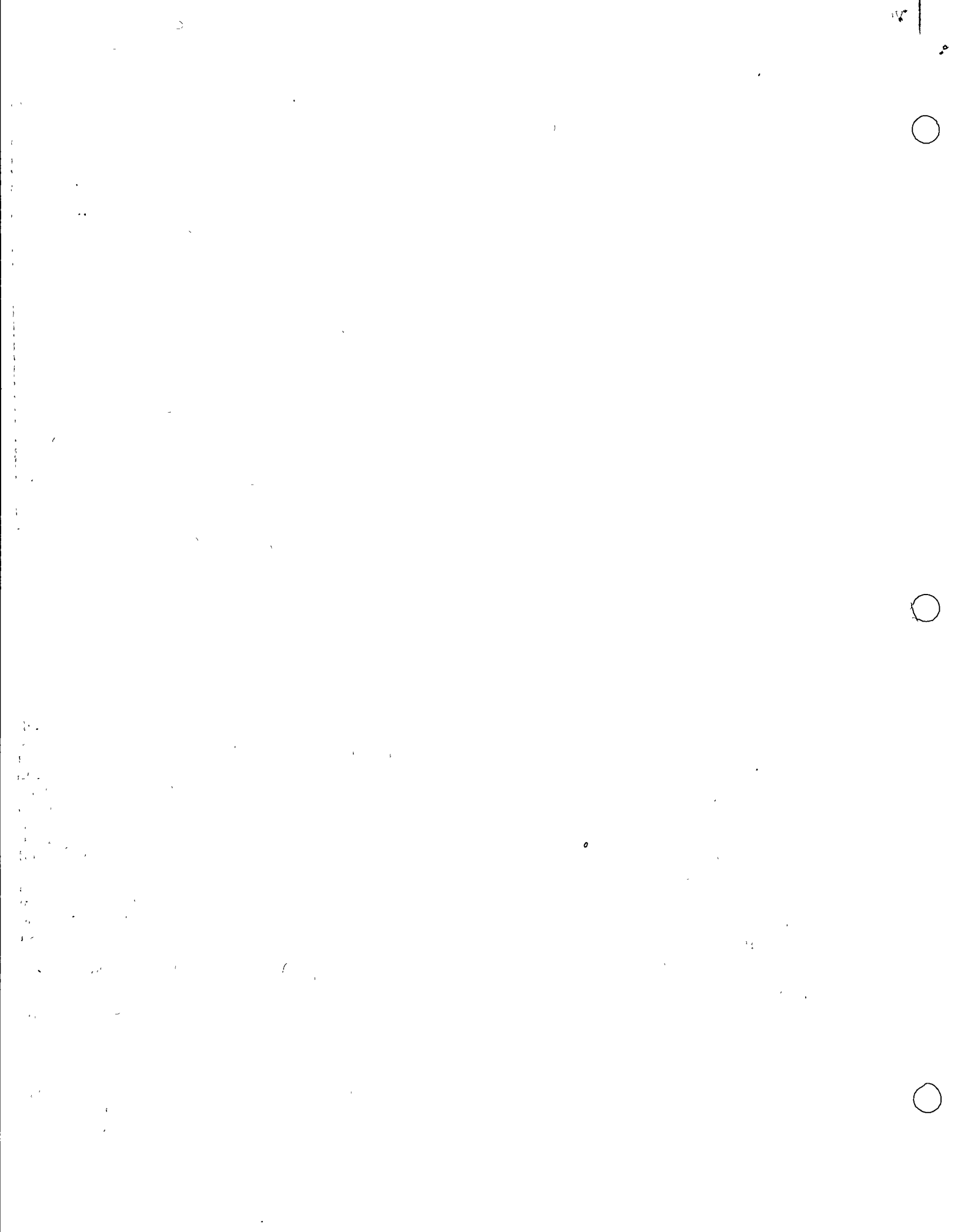
El proceso de estudio de las aguas subterráneas es un proceso complejo, que engloba dentro de sí una serie de estudios parciales, los cuales, integrados e interpretados conjuntamente, constitu-

yen lo que aquí se ha llamado ESTUDIOS DE AGUAS SUBTERRANEAS. Debido principalmente a que la literatura existente es poco explícita al respecto, existe en nuestro medio una gran confusión en lo referente a estudios de aguas subterráneas, llegándose al grado de confundir el todo con una cualquiera de sus partes. Por ejemplo: la localización del agua descrita en el capítulo anterior, que constituye tan sólo la porción inicial de los estudios de aguas subterráneas, es considerada en sí por muchos de nuestros técnicos como el estudio mismo. El error es debido a que no hay aún cabal conciencia sobre las diferencias que existen entre la simple localización del agua y su total cuantificación.

Con la intención de contribuir al esclarecimiento de la situación descrita, el autor recientemente propuso una clasificación de los estudios de aguas subterráneas.² La clasificación propuesta constituye la base de las secciones que siguen.

3.2 *Clasificación*

Los estudios de aguas subterráneas pueden clasificarse en dos grandes tipos. Estudios cualitativos y estudios cuantitativos. Los primeros tienen por objeto conocer la calidad del agua y dis-



tribución de la misma dentro del o los acuíferos, atendiendo tanto al aspecto físico-químico como al aspecto bacteriológico. Estos estudios serán el objeto del Capítulo IV.

Los estudios cuantitativos pueden dividirse en estudios indirectos y estudios directos

Los primeros se apoyan exclusivamente en mediciones y observaciones efectuadas en la superficie, como son: levantamiento hidrogeológico, registros hidrológicos y climatológicos, estimaciones de evapotranspiración, etc. Se clasifican en conjunto como ESTUDIOS INDIRECTOS DE APRECIACION PRELIMINAR.

Los estudios directos, como su nombre lo indica, utilizan, además de la información indirecta ya mencionada, la información directa proveniente de los acuíferos mismos. Tal información puede referirse a estratigrafía, piezometría y su evolución, caudales de entrada o salida provenientes de o dirigidos hacia la superficie y, finalmente, a los resultados de pruebas de bombeo en régimen transitorio efectuadas en el o los acuíferos, en número adecuado y distribución conveniente.

La información piezométrica, configuraciones y evoluciones, conjuntamente con los datos de entradas y salidas superficiales, pueden ser interpretados dando lugar a un ESTUDIO DIRECTO DE TERCER ORDEN.

Si la información anterior se complementa con los resultados de pruebas de bombeo para, mediante la aplicación de la ley de Darcy y posible-mente de las hipótesis de Dupuit, efectuar estimaciones directas de los caudales que fluyen por los acuíferos, puede llegarse a un estudio más completo o ESTUDIO DIRECTO DE SEGUNDO ORDEN.

Finalmente, si la información directa de todos los tipos mencionados es suficientemente amplia para permitir la elaboración de un modelo geohidrológico, matemático o analógico, permitiendo además, por el periodo cubierto con las configuraciones, evoluciones y datos de entradas y salidas superficiales, efectuar la calibración del mismo, puede llegarse mediante la operación posterior del modelo así preparado al estudio más completo posible o ESTUDIO DIRECTO DE PRIMER ORDEN.

La clasificación descrita en el presente capítulo, aparece en forma esquemática en la figura 1 de la página siguiente. La descripción de los estudios que en ella aparecen son el objeto del Capítulo V.

3.3 Estudios hidrológicos integrales

La clasificación anterior no sería completa si no se tomaran en cuenta los estudios integrales. Se llama así a aquellos estudios que manejan conjuntamente el sistema hidrológico superficial y el sistema hidrológico subterráneo, estableciendo sus mutuas relaciones. Estos estudios serán descritos en el Capítulo VI.

CAPÍTULO IV

ESTUDIOS CUALITATIVOS

4.1 Análisis físico-químico

Los estudios cualitativos del agua subterránea se apoyan en los resultados de análisis físico-químicos y bacteriológicos efectuados sobre la misma. Los análisis físico-químicos, como su nombre lo indica, tienen por objeto efectuar algunas determinaciones de carácter físico como son: temperatura, color, olor, turbiedad y sabor, así como características referentes a la composición química de los iones que aparecen en el agua.

La determinación de los iones que aparecen en el agua es a la fecha una operación relativamente sencilla si se hace uso de las técnicas potenciométricas, volumétricas y colorimétricas, bien conocidas por todo químico. Los detalles de tales técnicas pueden verse en las referencias.^{3, 4, 5}

4.2 Análisis bacteriológico

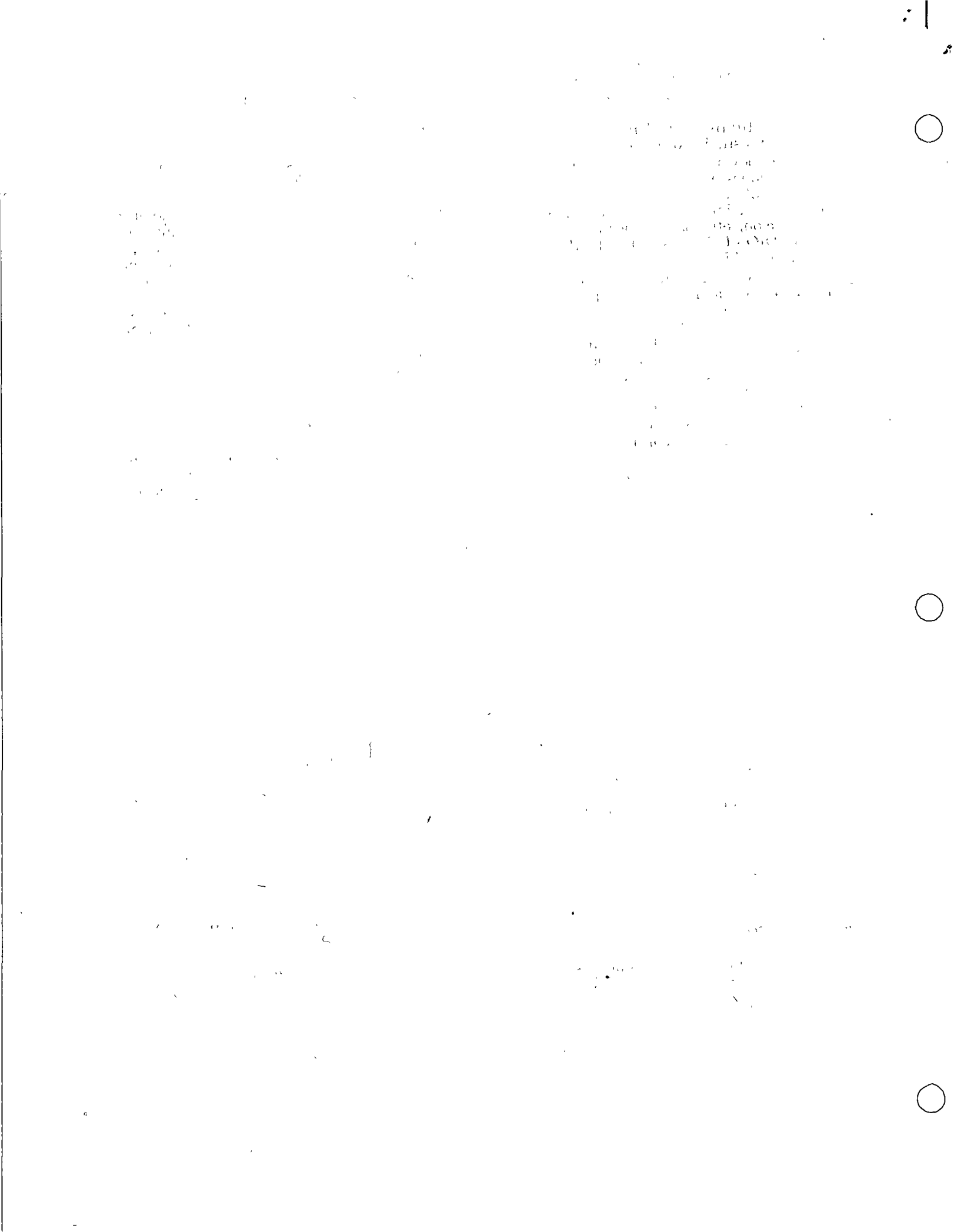
Como entre los usos probables del agua subterránea se encuentran el doméstico y el municipal, es necesario también efectuar análisis bacteriológicos de la misma. Dichos análisis caen dentro de la especialidad del Químico-Farmacobiólogo y el detalle de su ejecución puede verse en la referencia.⁶

4.3 Normas de calidad

El agua, para su utilización, debe cumplir con requisitos que dependen de la aplicación específica que se le piensa dar. Los requisitos mencionados varían entre límites muy amplios, tanto si el agua se va a emplear para ser consumida por personas y animales, como si su uso va a ser agrícola o industrial. Para dar una idea sobre lo anterior, basta indicar que por lo que respecta a sólidos totales las especificaciones corrientes generalmente oscilan entre 500 y 1 000 partes por millón si el uso del agua va a ser doméstico, y entre 3 000 y 13 000 si el uso va a ser pecuario, correspondiendo el límite inferior del último rango dado al máximo admisible para aves de corral, y el límite superior al máximo admisible para ovejas adultas.

Por supuesto, tratándose de seres humanos las especificaciones de calidad de agua incluyen límites para los contenidos de un gran número de elementos. Las normas mexicanas establecidas al respecto por la Secretaría de Salubridad y Asistencia en el Diario Oficial del 2 de julio de 1953 aparecen en el APENDICE.

Tratándose de plantas, la calidad del agua se especifica generalmente en términos de sólidos totales, cloruros y boro, así como por lo que se llama "Razón de adsorción de sodio" o RAS, siendo ésta la razón de la concentración de sodio, en miliequivalentes por litro, a la raíz cuadrada del promedio de las concentraciones respectivas de calcio y



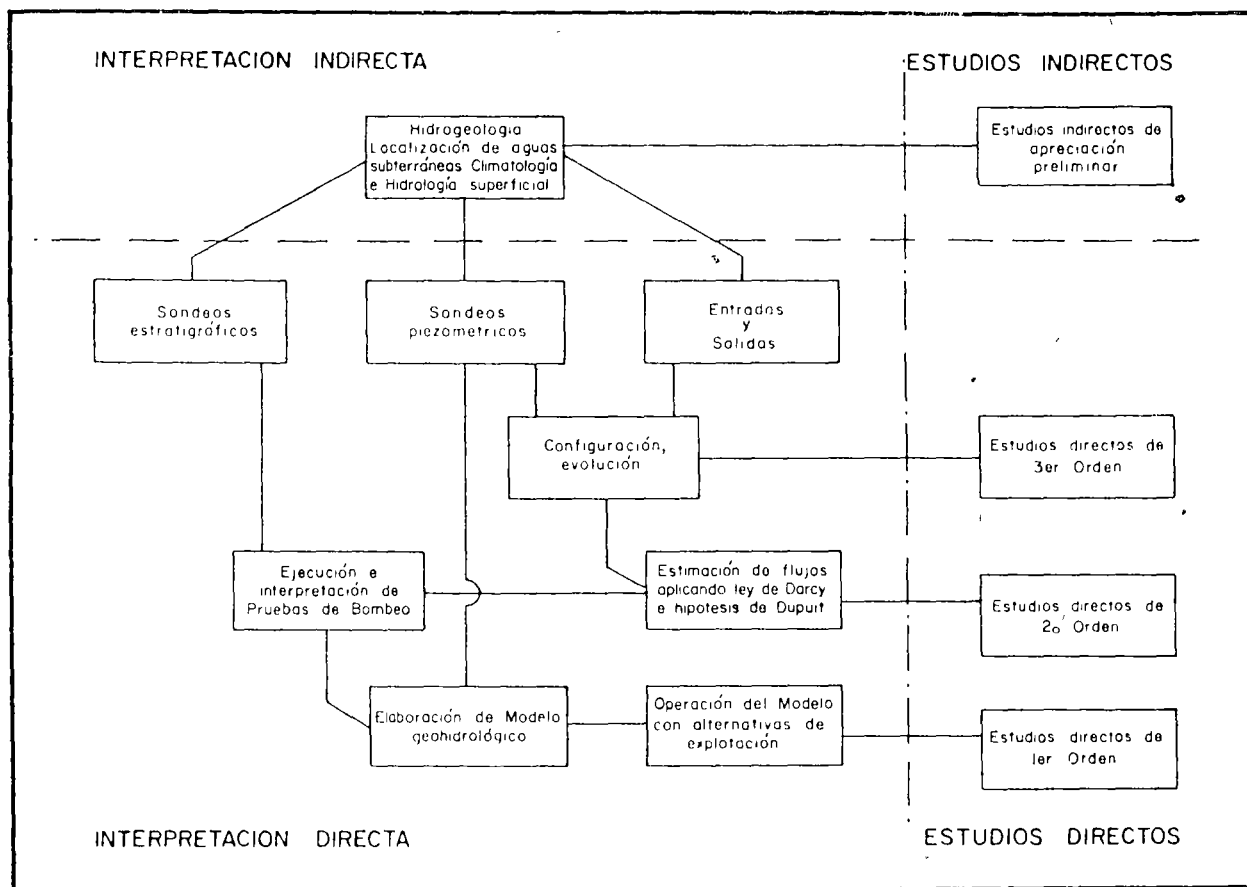


Fig 1 Clasificación de los estudios

magnesio. Como la conductividad eléctrica puede considerarse representativa del contenido total de sales del agua, a veces los criterios se establecen en función de la conductividad eléctrica y la RAS por una parte, y del contenido de boro por la otra.

De acuerdo con lo anterior, el agua para riego debe cumplir, dependiendo de la planta de que se trate, con dos especificaciones: una especificación combinada sobre sólidos totales y RAS y otra sobre contenido de boro. Las diferentes plantas existentes se clasifican generalmente como de tolerancias baja, media y alta dentro de las especificaciones comunes.

Entre las plantas sensitivas, de baja tolerancia, se encuentran la mayoría de los árboles frutales, y entre las de alta tolerancia se encuentran algunas legumbres, la alfalfa y la palmera de dátil.

Tan sólo como información, se indicará aquí que los límites para distintos grados de tolerancia del boro son del orden de 1, 2.5 y 4 partes por millón, mientras que los de conductividad eléctrica son 250, 750 y 2 250 micromhos a 25°C. Un mayor detalle puede encontrarse en las referencias.^{6 y 7}

Por lo que respecta a usos industriales del agua, las normas, específicas para cada tipo de industria, son algunas veces más estrictas que las de usos domésticos, lo que se ilustra por el hecho de

que para calderas de alta presión generalmente se limita el contenido de sólidos totales a no más de 100 partes por millón.⁸

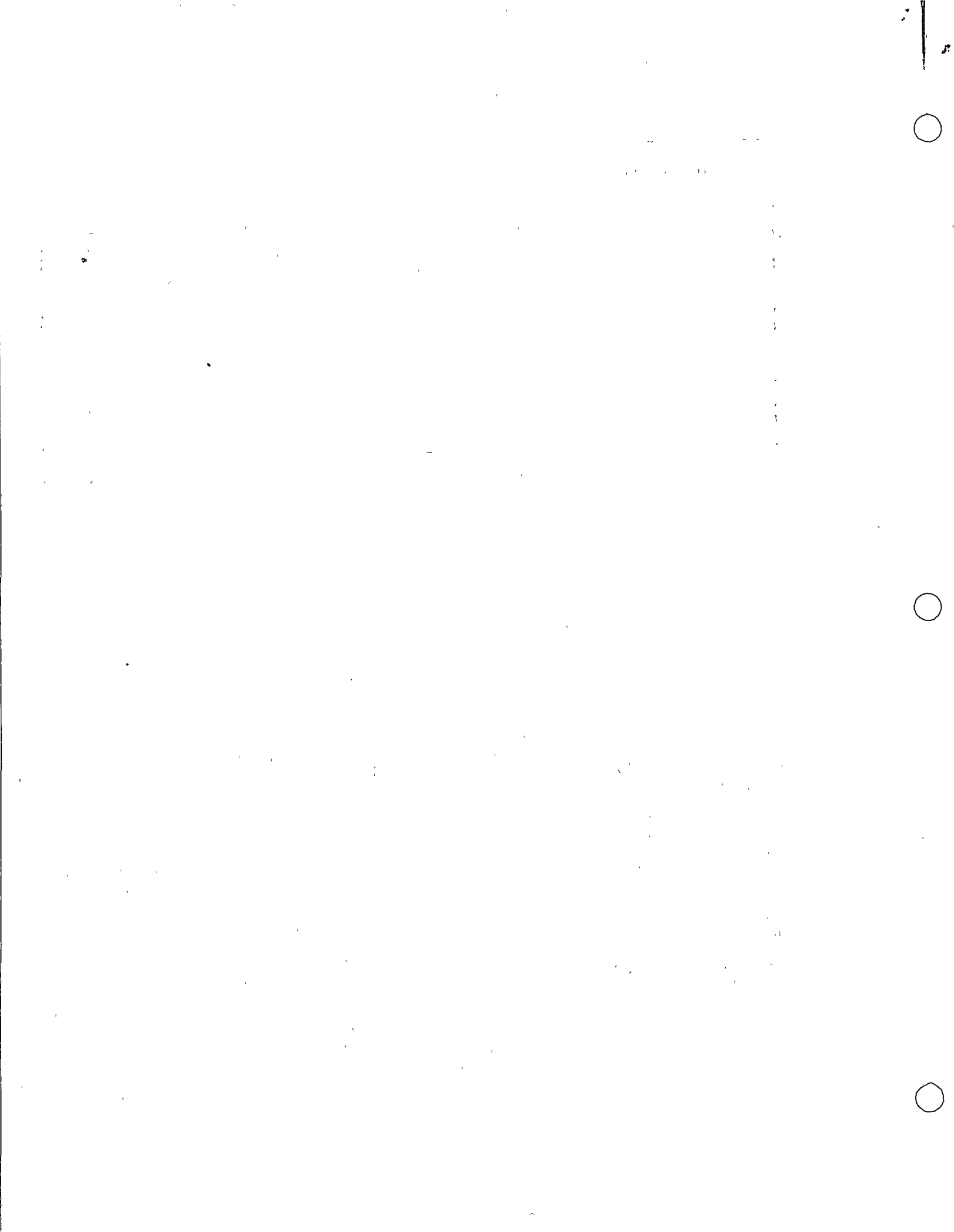
Las normas de calidad desde el punto de vista bacteriológico para el uso doméstico del agua, se incluyen en el APENDICE citado.

4.4 Interpretación geoquímica

La interpretación geoquímica de los análisis físico-químicos del agua tiene por objeto:

- establecer el origen del agua,
- determinar similitudes y diferencias entre las diversas muestras de agua analizadas,
- fixar la distribución espacial de las propiedades físico-químicas del agua,
- con apoyo en el resultado del punto anterior, establecer cualitativamente las direcciones dominantes del flujo subterráneo, y
- efectuar, de ser posible, correlaciones entre la calidad del agua y los tipos de formación por los que haya podido circular, así como auxiliar en la identificación de estructuras geológicas

Los estudios geoquímicos, como puede verse en los párrafos anteriores, son, en principio, muy



ambiciosos. En los párrafos que siguen se esbozarán los métodos que se utilizan para tratar de alcanzar los fines propuestos.

4.4.1 *El origen del agua*

El agua por su origen se ha clasificado de diferentes maneras, siendo la clasificación más generalizada la que hace distinción entre agua meteórica y agua magmática, con la posible definición adicional del agua congénita.

El agua meteórica es el producto de reciente infiltración. El agua magmática es la que se libera de las rocas profundas durante los fenómenos volcánicos. El agua congénita es la que queda atrapada durante el periodo de deposición de la formación que la contiene.

La identificación del origen de las aguas por medios geoquímicos ha sido largamente discutida por diferentes autores, sin que aparentemente hayan llegado a ponerse de acuerdo. Generalmente se reconoce que el boro, en contenidos elevados (más de 10 partes por millón), debe atribuirse a contaminación procedente de aguas magmáticas. Por otra parte, la presencia de tritio, que es radiactivo, debe atribuirse a su vez a aguas de origen meteórico dado que el tritio se forma en la atmósfera mediante descargas eléctricas y es de media vida sumamente corta.⁹ Los avances logrados en la identificación y medición de algunos isótopos, como pueden ser O^{16} , O^{18} y C^{14} (radiactivo), han aportado nuevos horizontes hacia la determinación de la edad del agua y de su origen.^{10, 11 y 12}

4.4.2 *Similitudes y diferencias entre aguas*

Gran parte de las técnicas de estudio de la geoquímica se enfocan hacia el establecimiento de similitudes o diferencias entre aguas distintas. El método de comparación más obvio es el de comparación directa entre los resultados numéricos de los análisis. Cuando se trata de un número pequeño de análisis, posiblemente sea éste el método más adecuado, aunque a medida que el número de análisis aumenta, la dificultad de comparación crece desproporcionadamente, debiendo recurrirse entonces a representaciones gráficas.

Las representaciones gráficas tienen pues, como objeto, destacar las similitudes o diferencias existentes entre análisis diferentes, con la idea de poder lograr eventualmente, con su auxilio, el establecimiento de clasificaciones. Los tipos de representación gráfica que han sido empleados son muchos, dependiendo por una parte de la aplicación buscada y, por otra, de la imaginación de su autor. Así, se han empleado gráficas radiales, poliédricas, circulares, de barras, triangulares, de escalas logarítmicas paralelas, etc.⁶

En rigor, no existe ninguna gráfica de aplicación general, debiendo buscarse en cada caso la más adecuada al problema que se tenga. Sin embargo, existen dos tipos de representación que han

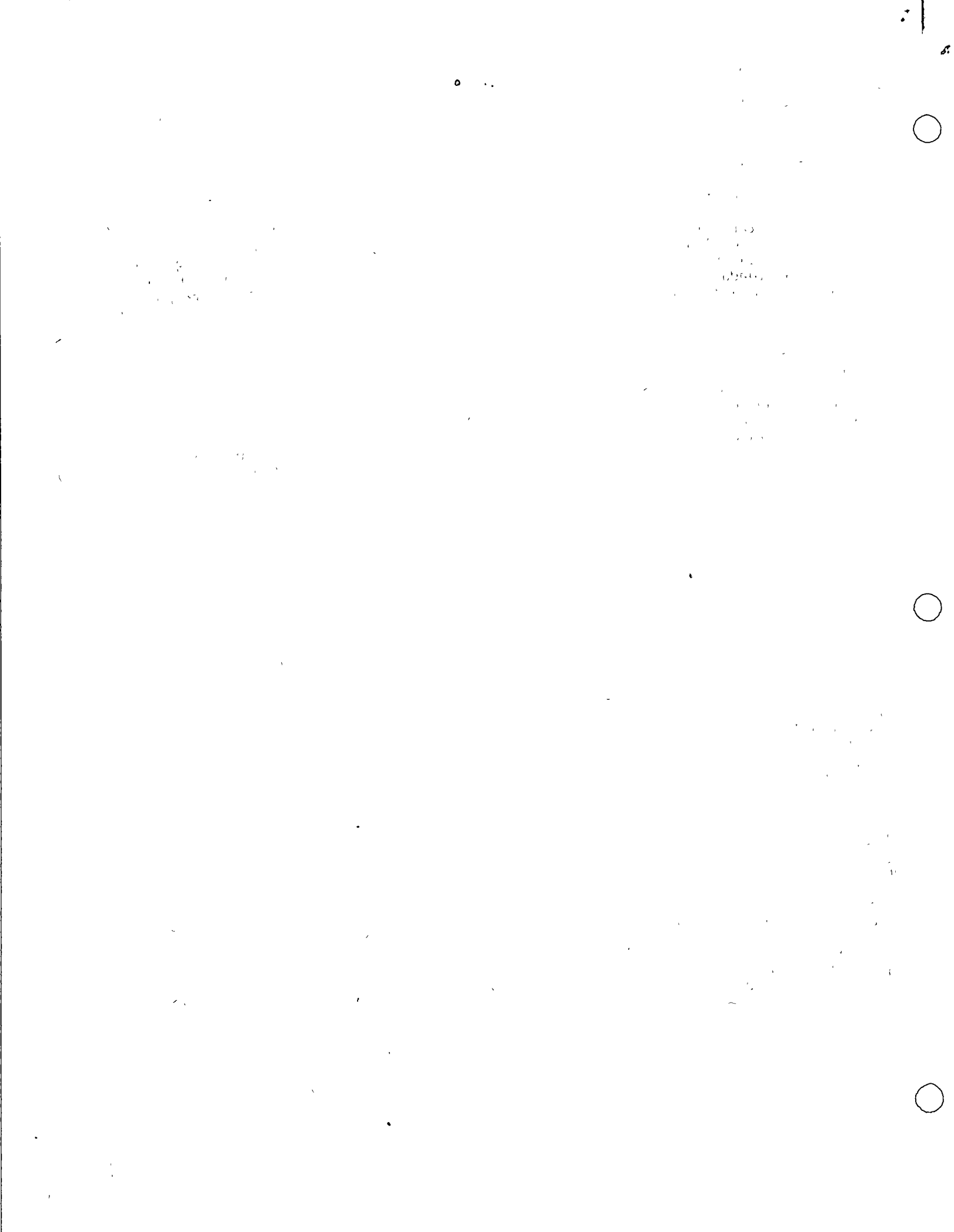
ganado cierta popularidad entre los especialistas del ramo, popularidad debida tal vez al deseo de uniformar las técnicas de estudio.

Las representaciones aludidas en el párrafo anterior, son la de Piper y la de Schoeller. La primera puede verse en la figura 2, y la segunda en la figura 3, de la página siguiente. Sobre la primera puede comentarse que puesto que se apoya en sólo tres cationes y tres aniones, su campo de aplicación es relativamente limitado. Tiene además el inconveniente de que los puntos representan contenidos expresados como porcentajes y que para indicar el valor absoluto correspondiente, hay que recurrir a círculos a escala o a acumular cifras junto al punto representativo. Se puede argumentar a favor que la representación gráfica de una mezcla de dos aguas se localiza en el segmento que une a las representaciones de las mismas, dividiéndolo en fracciones representativas de los porcentajes de la mezcla. El proceso recíproco es solamente cualitativo, es decir, que para que una muestra de agua pueda ser mezcla de otras dos, su representación en la gráfica de Piper debe ser tal como se indica, debiendo cumplirse la condición adicional de que los resultados numéricos de mezclar las aguas fuente en las proporciones supuestas sean precisamente los contenidos de la supuesta mezcla.

La representación de Schoeller de la figura 3, es más general que la de Piper, ya que puede incluir el número que sea necesario de iones o cationes. La similitud entre dos aguas conduce a polígonos idénticos, desplazados paralelamente uno de otro si los valores absolutos de los contenidos son diferentes, y sobrepuestos si son iguales. Se pueden indicar sobre las mismas escalas los límites de potabilidad y, finalmente, se presta a analizar mezclas de diferentes aguas mediante la aplicación de los principios que se utilizan en el análisis de mezcla de materiales granulares con diferentes granulometrías para obtener una granulometría predeterminada. Como ejemplo del resultado de una aplicación de lo anterior se incluyen las figuras 4 y 5, de las páginas siguientes. El procedimiento anterior es válido siempre que no haya reacciones entre los iones del agua que puedan liberar gases o precipitados insolubles. Cuando exista tal posibilidad, debe tenerse en cuenta en el análisis de mezclas.

4.4.3 *La distribución espacial de las propiedades físico-químicas del agua*

Para tener idea sobre la distribución espacial de las propiedades físico-químicas del agua de un acuífero dado, es usual efectuar configuraciones tanto horizontales como verticales de los contenidos de diferentes iones y de la razón de los contenidos entre algunos de ellos, así como sobre algunas otras características como pueden ser dureza total, residuo seco (sólidos totales) y temperatura.



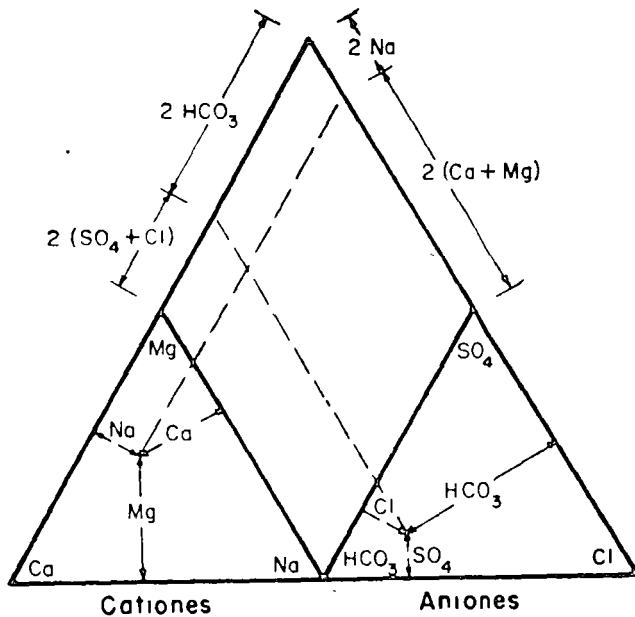


Fig. 2 Diagrama de Piper

El tipo de configuración más común, configuración en planta u horizontal, tiene por objeto mostrar cómo varía en toda una región un determinado contenido o propiedad específica, fijando con ello las zonas de valores máximos, las zonas de valores mínimos y la distribución general de los gradientes geoquímicos.

El agua meteórica, al infiltrarse, tiene un contenido de materia disuelta o en suspensión sumamente bajo, siendo por ello agua casi pura. En general el agua meteórica es ácida. Una vez que el agua se ha infiltrado en una formación, al empezar a circular por la misma empieza a cargarse

de iones. El tipo de iones que adquiere en su trayecto depende del tipo de formación que atraviesa. Puede pensarse por lo anterior, que, en general, el agua se carga de iones a medida que circula por los acuíferos. De aquí a generalizar la afirmación anterior a todos y cada uno de los iones presentes en el agua, hay solamente un paso; en la gran mayoría de los casos, tal paso puede darse sin peligro. Sin embargo, existen situaciones en las que no es lícito darlo.

Cuando las aguas se encuentran cerca de su punto de saturación, es muy fácil que nuevos incrementos en los contenidos iónicos provoquen la precipitación de parte de los iones que ya se encontraban en el agua. Así, en el caso anterior, el contenido de un ion particular disminuiría en el sentido de circulación del agua. Existen otras causas que provocan disminución en los contenidos iónicos del agua; una de ellas puede ser la formación de productos químicos insolubles que se precipitan o de gases que se liberan al ocurrir reacciones químicas entre los iones existentes en el agua en un momento dado y los que se incorporan en los periodos subsiguientes. Otra la constituye el posible intercambio iónico entre el agua y la formación que la contiene. La regla pues, no es general, debiendo por ello aplicarse con las debidas precauciones.

Por las razones que anteceden, los planos que muestran la distribución espacial de propiedades físico-químicas deben ser examinados aisladamente y en conjunto, para eliminar en lo posible errores en la interpretación debidos a causas como las mencionadas.

Debe indicarse aquí que, en los casos en que se sospeche la existencia de fugas por el fondo del acuífero, la interpretación de la distribución espacial de propiedades físico-químicas debe ser tomada con mucha cautela.

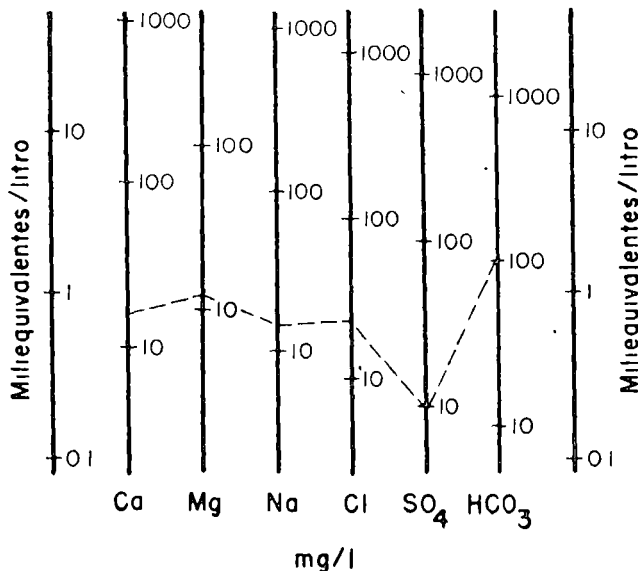
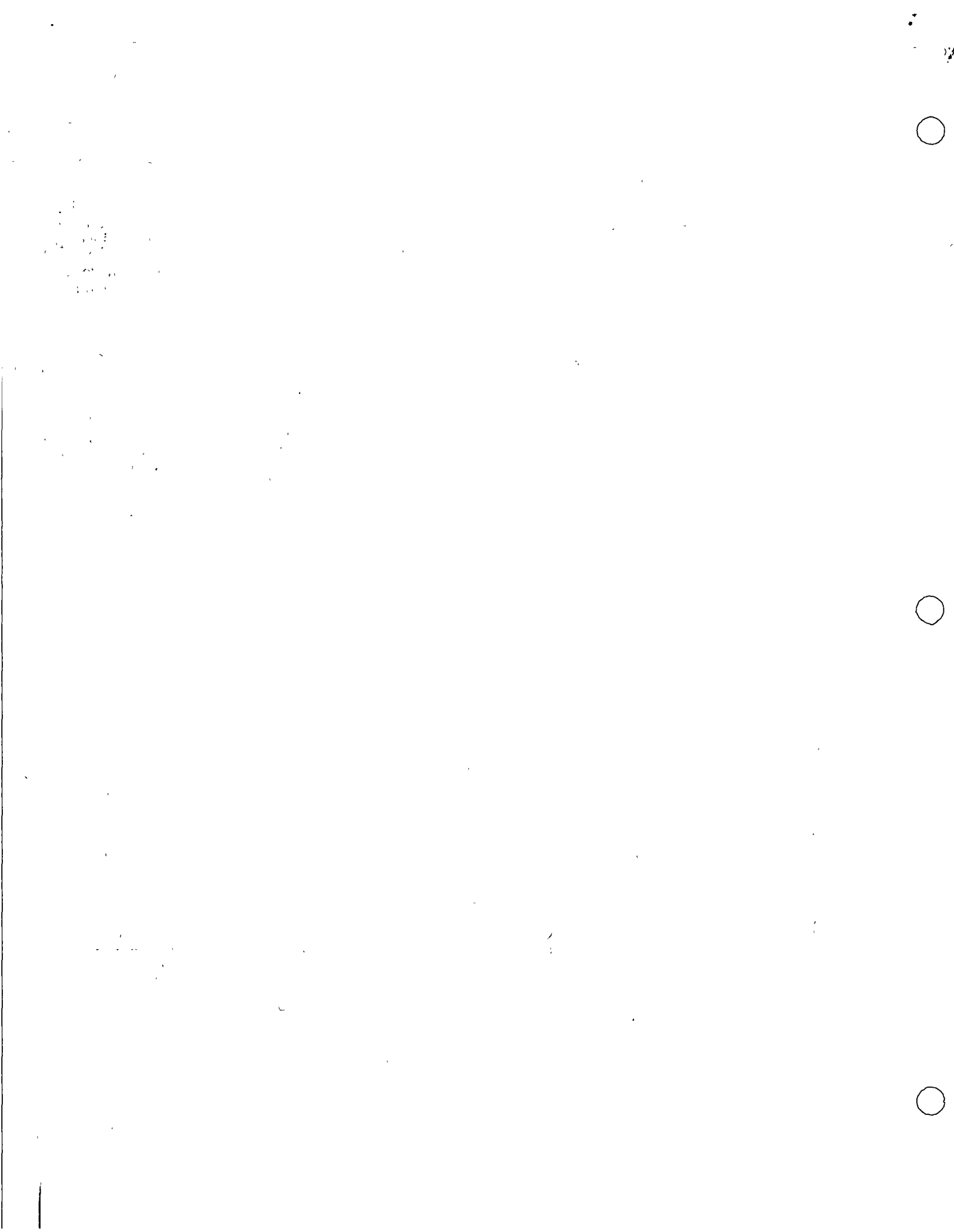


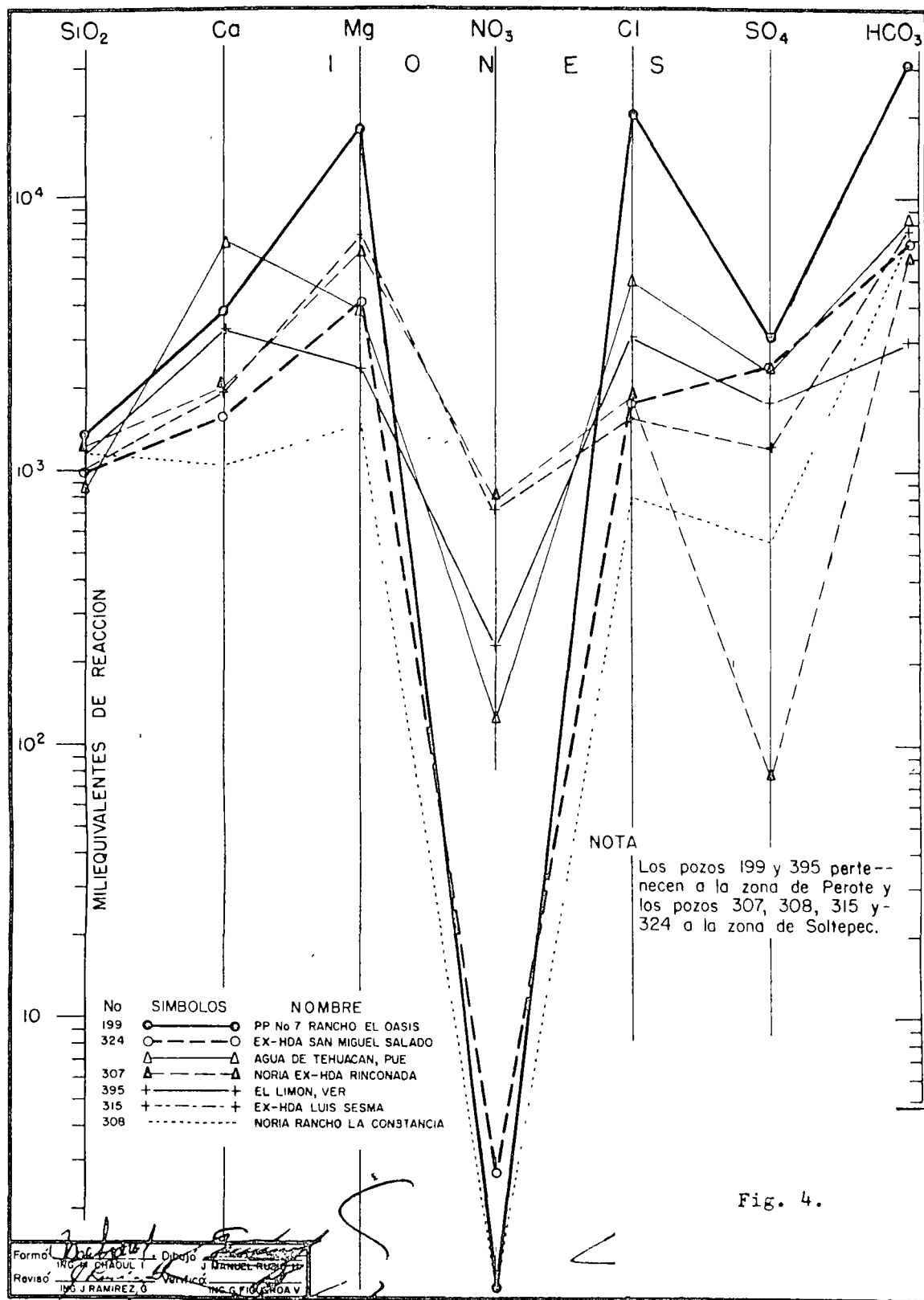
Fig. 3. Diagrama de H. Schoeller

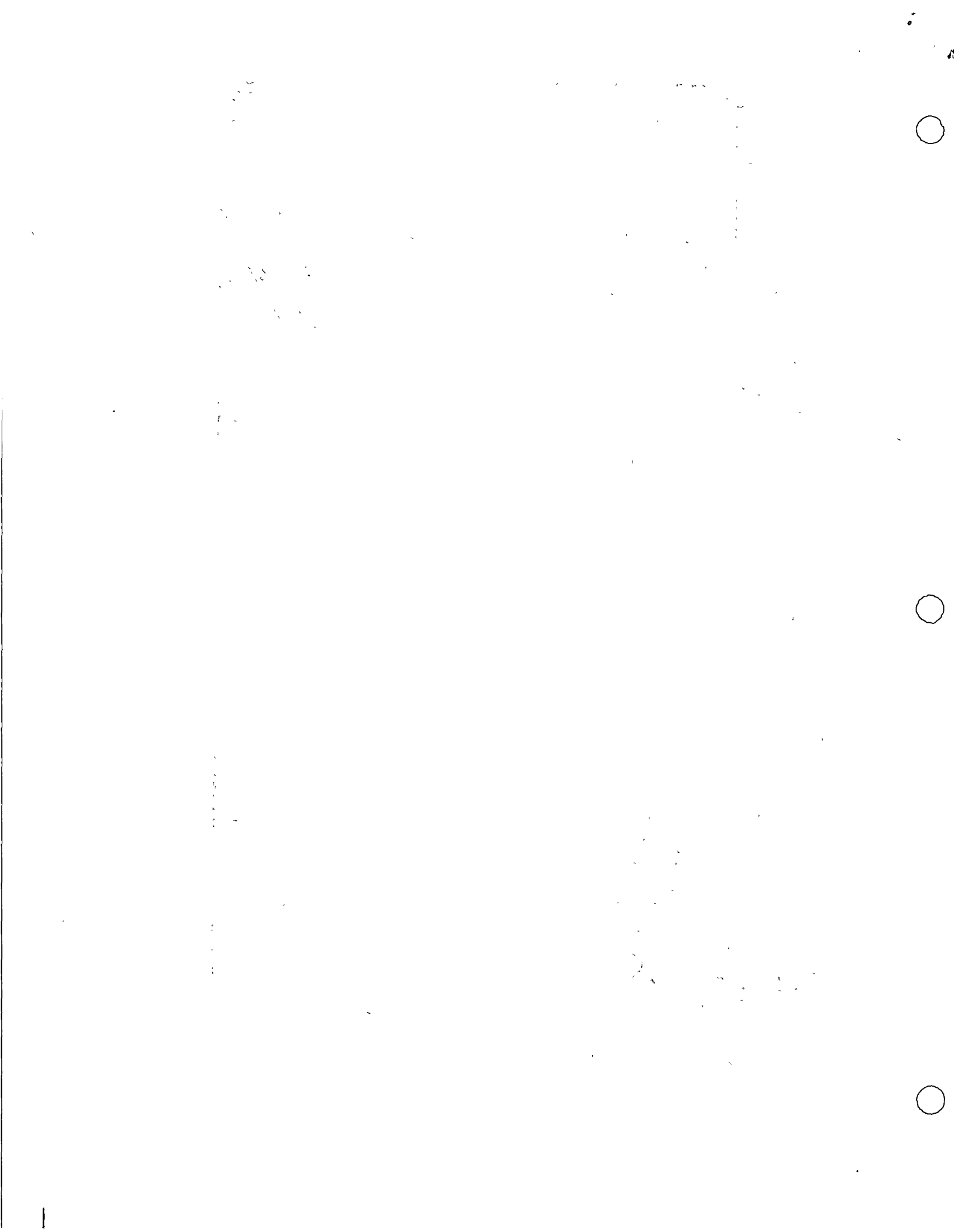
4.4.4 Direcciones dominantes del flujo

Como ya se ha indicado, el agua, en general, se carga de iones en su trayecto. Tal propiedad puede usarse para, cualitativamente, establecer a partir de las configuraciones de contenidos iónicos o de relaciones entre contenidos, u otras, las direcciones dominantes del flujo subterráneo. En efecto, y exceptuando los casos problema y mencionados en que pueda existir precipitación química, pérdida de gases, fugas por el fondo del acuífero, etc., los gradientes de las configuraciones mencionadas cualitativamente describen las trayectorias del flujo subterráneo, aunque no pueda establecerse aún una relación directa entre el gradiente iónico y el gradiente piezométrico, debido a que sus causas son diferentes.

Como se indicó anteriormente, la interpretación cualitativa que precede debe ser efectuada con todas y cada una de las configuraciones físico-químicas existentes, incluyendo las de razones de contenidos iónicos que puedan resultar significa-







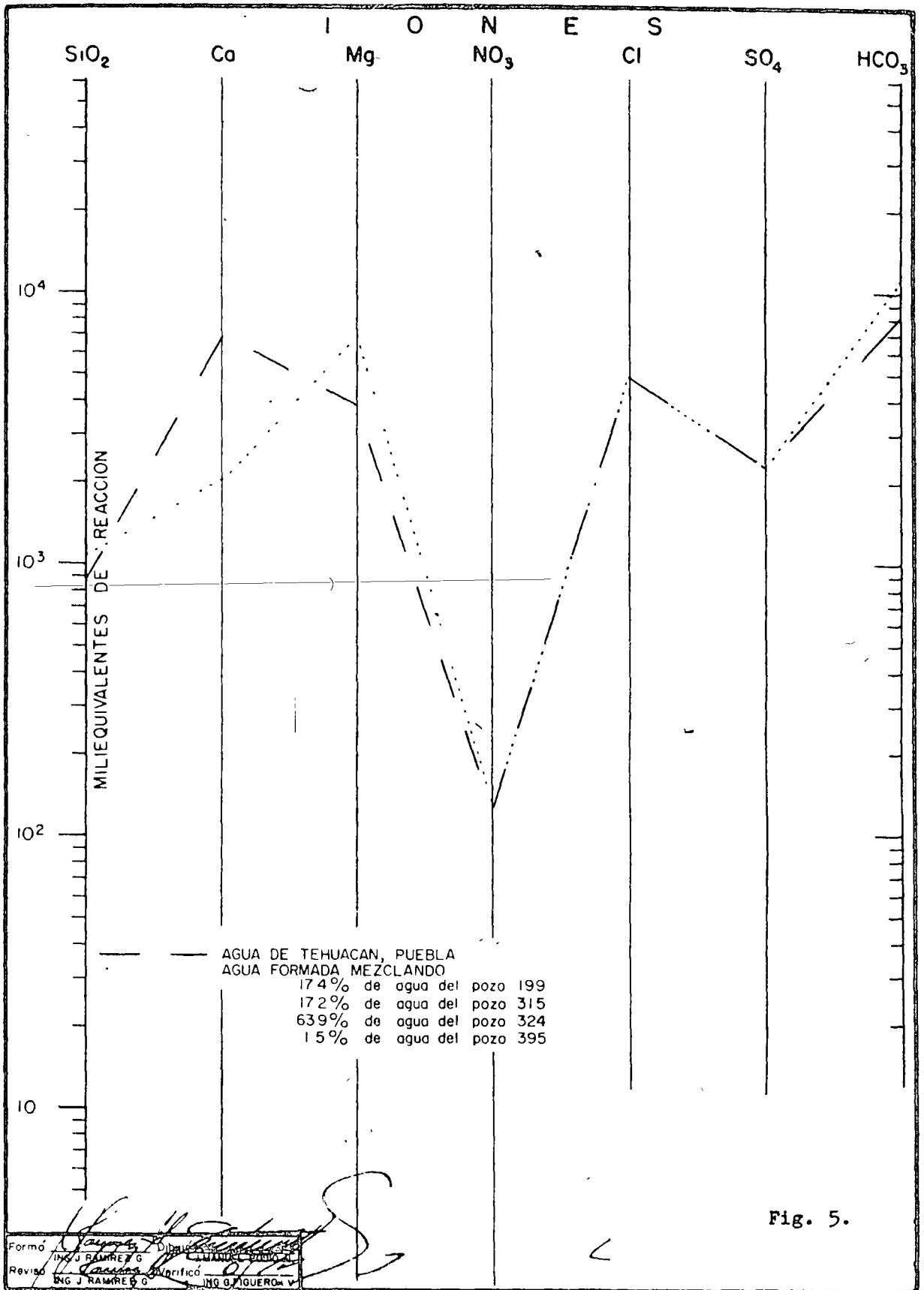
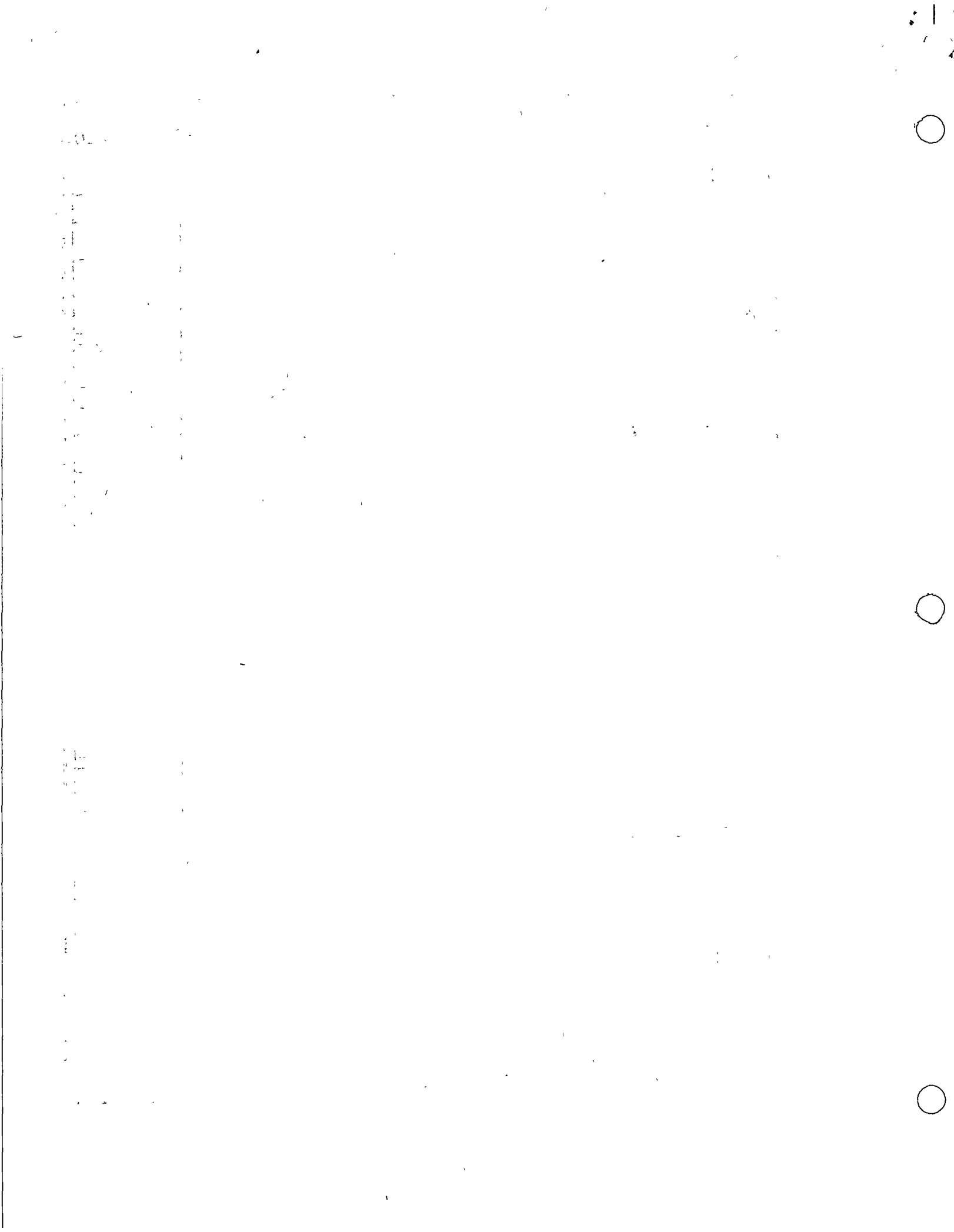


Fig. 5.



tivas en el caso específico que se tenga. Esto último, que puede no resultar muy claro, es fácil de comprender a través de los dos ejemplos que siguen:

1. Cuando en una región hay calizas y dolomitas, una manera conveniente de distinguir el agua de las primeras del de las segundas, puede ser, por ejemplo, el análisis de la relación Magnesio/Calcio, para las calizas dicha relación debe ser baja, aumentando para las dolomitas.

2. En aluviones costeros una de las herramientas de estudio de la intrusión salina puede ser el análisis de la relación cloruros/sulfatos.

Relaciones como las aquí indicadas, y otras muchas, son utilizadas ampliamente en estudios geoquímicos. Para mayor detalle se remite al lector a la referencia.¹³

4.4.5 Correlaciones

En algunos casos es posible efectuar correlaciones entre la calidad del agua y los tipos de formación por los que ha circulado. Ya se ha dado un ejemplo en el inciso anterior al hablar de la relación Magnesio/Calcio. Algunos contenidos iónicos son útiles en la misma forma que algunas relacio-

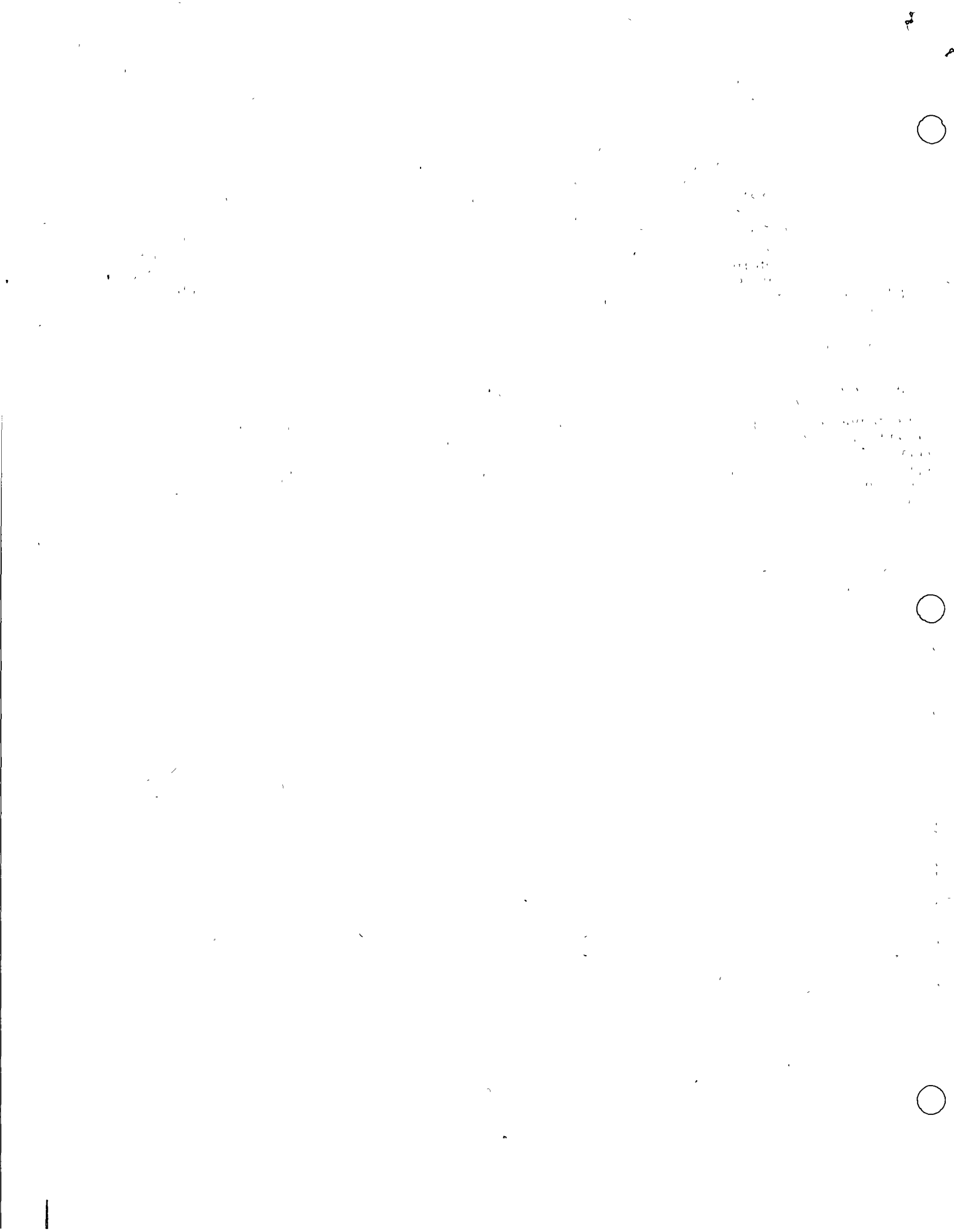
nes resultan útiles para establecer diferencias entre aguas de distintas formaciones geológicas; por ejemplo, es de esperar que aguas de calizas muestren elevados contenidos de calcio; que aguas que han circulado por tobas silíceas de origen volcánico contengan sílice en abundancia, que aguas que han circulado por turbas tengan elevados contenidos de nitratos y carbono, etc.

Cuando una agua ha circulado por diferentes formaciones no resulta ya tan fácil identificar características simples como las que acaban de mencionarse. Tampoco pueden darse reglas de carácter general al tratamiento de tal tipo de problemas. Sin embargo, existe la posibilidad de analizar la composición del agua como si se tratara de una mezcla de aguas provenientes de solamente una formación a la vez, siempre que pueda establecerse la composición de tales aguas dentro de límites estrechos.

Hasta aquí no se ha hablado de la aplicación que puede darse al estudio de la distribución de temperaturas del agua; la omisión ha sido intencional. Dicho tema se tratará en el CAPITULO VIII, porque se encuentra íntimamente relacionado con las posibilidades futuras de los estudios geoquímicos.



Manantial San Juanito, tributario del río Axlla





Arroyo alimentado por los manantiales Cola de Caballo

CAPÍTULO V

ESTUDIOS CUANTITATIVOS

5.1 Clasificación

En el capítulo III se propuso una clasificación de los tipos existentes de estudio cuantitativo del agua subterránea. Se estableció allí, a rasgos generales, que los estudios pueden clasificarse dentro de cuatro categorías, a saber: estudio indirecto de apreciación preliminar, estudio directo de tercer orden, estudio directo de segundo orden y estudio directo de primer orden.

Para el presente capítulo se han seleccionado, entre los existentes, los siete procedimientos de cuantificación que han sido más ampliamente di-

fundidos y utilizados por los técnicos en la materia. Dichos procedimientos son:

Estudios indirectos de apreciación preliminar: aplicación de coeficientes de infiltración; estimación de infiltración mediante balance hidrológico; estimación de infiltración mediante análisis de hidrogramas.

Estudios directos de tercer orden: método de Hill; modelos matemáticos.

Estudios directos de segundo orden: cálculo directo de flujos subterráneos.

Estudios directos de primer orden: análisis del acuífero mediante modelo analógico.

En los párrafos que siguen se hará la descripción particular de los procedimientos de estudio enumerados.

5.1.1 Estudios indirectos de apreciación preliminar

Coefficientes de infiltración

Durante mucho tiempo en hidrología se tuvo la impresión de que la precipitación se dividía en proporciones fijas entre infiltración, escurrimiento superficial y evapotranspiración. Esto es, que para una región cualquiera era factible determinar cifras concretas para el coeficiente de infiltración, el coeficiente de escurrimiento superficial y el coeficiente de evapotranspiración.

Actualmente es sabido que dichos coeficientes no son constantes, que son función de multitud de factores, parte de ellos más o menos fijos y el resto variables. Pese a lo anterior, subsiste la creencia de que, por lo menos, los coeficientes medios correspondientes a períodos relativamente prolongados, sean más o menos constantes. Aceptando por un momento la hipótesis anterior, conjuntamente con la hipótesis adicional de que cada formación geológica tiene un coeficiente de infiltración medio definido, se llegaría a establecer la posibilidad de estimar la infiltración media regional, calculando separadamente la precipitación media que ocurre sobre todas y cada una de las formaciones y aplicando posteriormente los coeficientes de infiltración respectivos. La suma de resultados así obtenidos conduciría a la probable infiltración total de la región en estudio. La objeción principal al procedimiento anteriormente esbozado estriba precisamente en la imposibilidad de determinar tales coeficientes aplicando métodos indirectos y, puesto que el único medio confiable de llegar a tal determinación es mediante la aplicación de procedimientos directos de estudio en los que se calculen directamente los caudales que fluyen por los acuíferos, tales cálculos eliminan la necesidad de aplicar coeficientes.

La aplicación de este método se limita así a estimaciones preliminares de posibles infiltraciones regionales mediante coeficientes ajenos, inferidos para regiones semejantes en los aspectos geológico, estratigráfico y topográfico, así como en su forma, climatología, etc.



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



Balace hidrológico

La aplicación del principio de conservación de la materia a una porción del ciclo hidrológico, conduce a lo que se ha llamado balance hidrológico. Ya se ha indicado que la precipitación se divide entre infiltración, escurrimiento superficial y evapotranspiración, en proporciones variables.

Si se establece lo anterior en forma de ecuación, se obtiene una relación lineal entre los cuatro parámetros indicados, pudiendo inferirse que la medición de tres cualesquiera de ellos fija automáticamente al cuarto, para el período considerado.

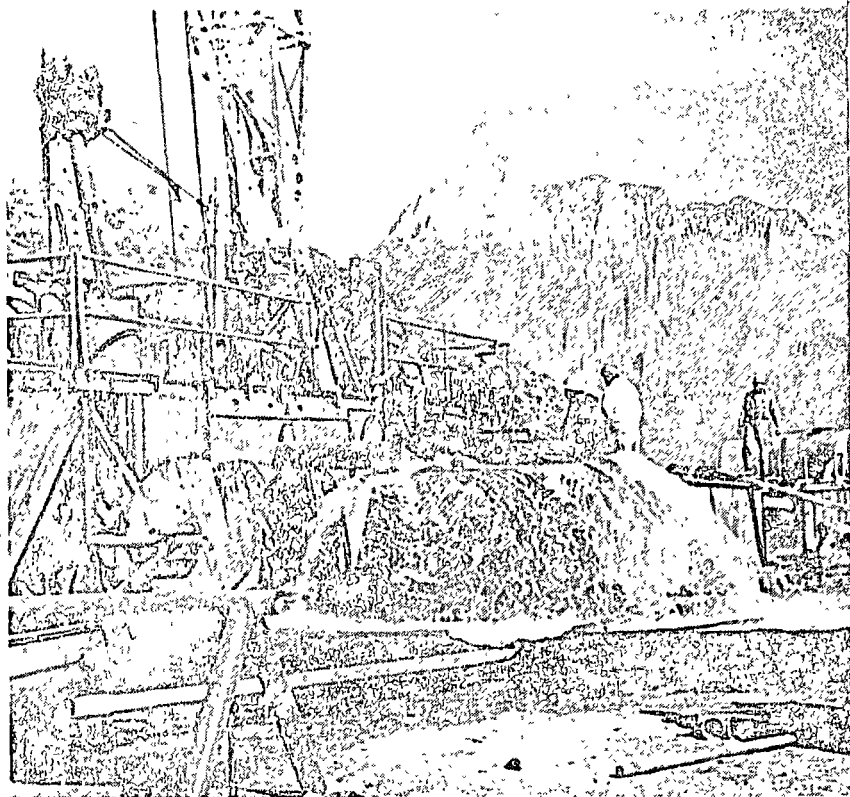
El principio esbozado conduce teóricamente, mediante la medición directa de precipitación, escurrimiento y evapotranspiración, a la determinación de la infiltración probable. Desafortunadamente no todo lo que es posible en teoría lo es en la práctica. En el planteamiento teórico esbozado no se tiene en cuenta el error probable resultante de la composición de errores parciales. Si se piensa, por ejemplo, que la infiltración normalmente alcanza valores medios comprendidos entre diez y veinte por ciento de la lluvia y que la evapotranspiración normalmente alcanza valores del orden del setenta por ciento y aun mayores, es fácil ver que, puesto que no puede garantizarse que el error obtenido en la medición de la evapotranspiración sea menor que el veinte por ciento, dicho error puede ser del orden de magnitud mismo de la probable infiltración, siendo esto suficiente para invalidar al método, a menos que éste sea empleado solamente para apreciaciones preliminares.

Análisis de hidrogramas

Desde la primera década del presente siglo, Boussinesq, observando que los caudales de algunos manantiales y ríos seguían leyes semilogarítmicas simples, desarrolló una serie de teorías explicativas de dicho fenómeno. Recientemente tal tipo de teorías ha cobrado nuevo ímpetu, mereciendo por ello mención especial.

En Hidrología se reconoce que el flujo total de un río cualquiera se compone de flujo superficial y flujo proveniente de drenado de acuíferos, o flujo base.

La proporción relativa de los flujos componentes varía entre los límites de ser nulo el flujo superficial y de ser nulo el flujo subterráneo. En casos intermedios, resulta interesante poder efectuar la separación teórica entre ambos flujos, ya que, de ser posible dicha separación, resulta también posible una adecuada planeación de la explotación conjunta de recursos superficiales y recursos subterráneos. Como ya se indicó, han aparecido diversas teorías al respecto, apoyándose la gran mayoría sobre la base de drenado simple sin recarga, dando por resultado una ley semilogarítmica simple. Recientemente, Kraijenhoff y otros autores han propuesto algunas teorías de drenado



Equipo de perforación trabajando en el pozo Buenos Aires Núm. 1

con recarga durante el mismo. Tales teorías se encuentran aún en el período de experimentación.

La aplicación de las primeras teorías mencionadas, resulta aún discutible. La aplicación de las teorías de Kraijenhoff o similares, resulta altamente promisorias.

Es posible que los métodos de análisis de hidrogramas existentes a la fecha, conduzcan a una separación aproximada de los flujos base y superficial de un río, siempre que dicha aplicación sea efectuada por un técnico experimentado en la materia.

Entre los tipos de apreciación preliminar hasta aquí descritos, el análisis de hidrogramas es el que tiene una base más sólida y el que puede conducir más adelante a resultados, cuyos órdenes de precisión sean comparables a los de los estudios directos. Desafortunadamente, su campo de aplicación se limita tan sólo a los acuíferos que drenan íntegramente hacia manantiales o ríos, siempre que dichos ríos o manantiales, además de ser conocidos, no drenen simultáneamente a otros acuíferos.

5.1.2 Estudios directos de tercer orden

Método de Hill

Entre los estudios cuantitativos directos de agua subterránea, probablemente el más conocido y menos preciso sea el llamado método de Hill y



algunos otros de estructura similar. Se recordará que los estudios directos de tercer orden se caracterizan por apoyarse en configuraciones y evoluciones piezométricas, así como en el conocimiento de las extracciones correspondientes, sin emplear la distribución espacial de propiedades hidrodinámicas

Si de un acuífero dado se conocen las evoluciones piezométricas medias y las extracciones que las ocasionaron año con año, es algunas veces posible, graficando extracciones anuales contra las evoluciones medias correspondientes, y trazando la recta óptima que representa al conjunto de puntos resultante, determinar sobre la recta, la extracción correspondiente a evolución nula. Puede verse que el método de Hill se apoya íntegramente en suponer que existe una relación lineal y única entre la acción (bombeo) y la reacción (evolución piezométrica media). Es prácticamente imposible sostener la hipótesis básica del método de Hill. Para ilustrar lo anterior bastan dos ejemplos.

1) En general, es de esperar que la recarga de los acuíferos aumente en años lluviosos y disminuya en años secos. Si se supone que de un acuífero dado se extrae un caudal igual a la recarga media, debe admitirse que en los años más secos

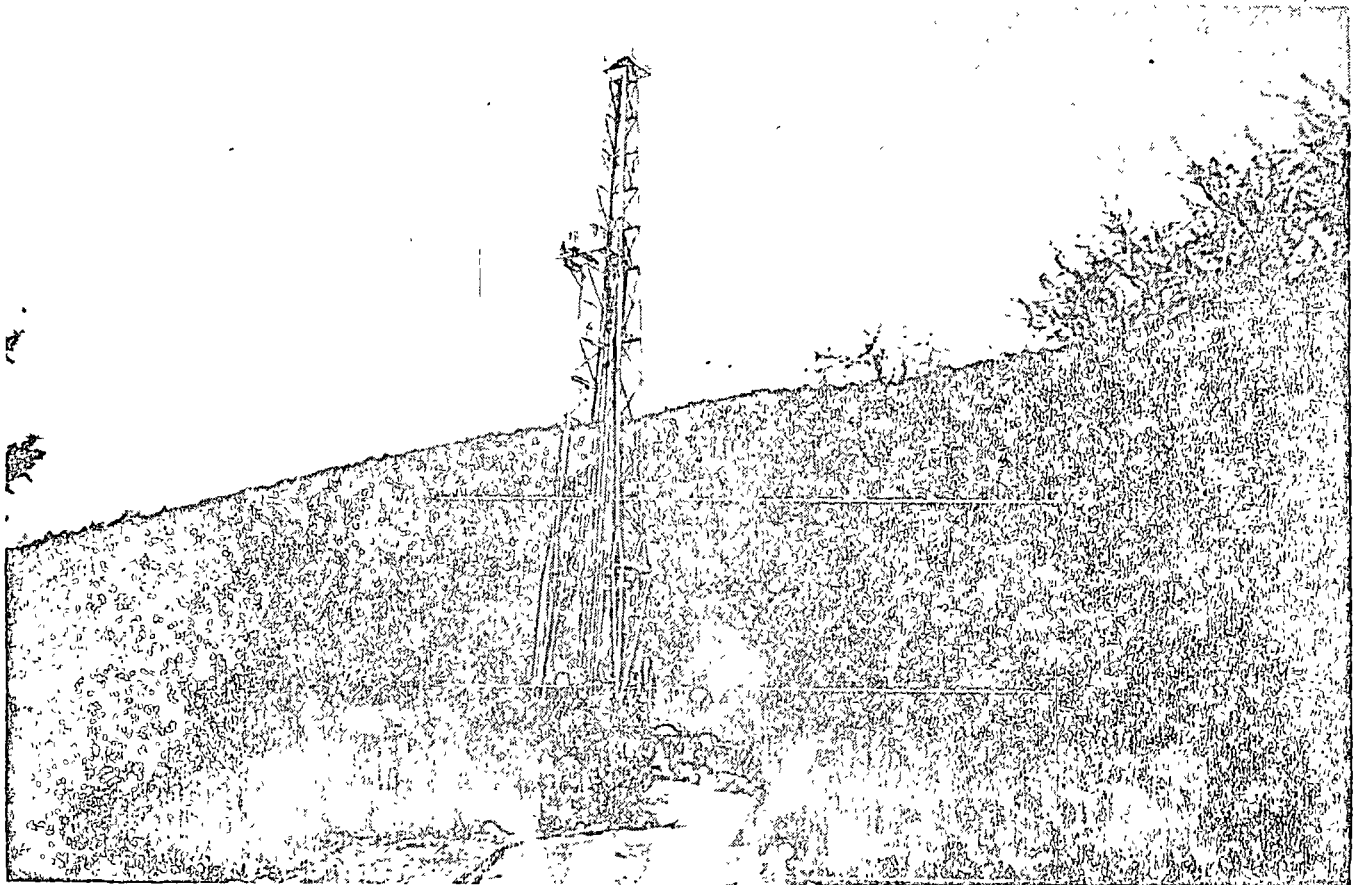
haya evoluciones negativas, y positivas en los más lluviosos. La situación es similar a la de una presa de almacenamiento con régimen de entrada variable y régimen de salida constante.

2) En acuíferos costeros con comunicación directa al mar, es posible establecer el equilibrio a cualquier nivel de extracción comprendido entre cero y un cierto máximo. Como en tales casos la extracción permanente debe fijarse mediante la condición adicional de no provocar la intrusión salina, dicha extracción debe ser igual o menor que el flujo que originalmente aportaban los acuíferos al mar. Siendo, como se indicó anteriormente, infinitas las posibilidades de extracción a evolución nula, el método de Hill no resulta aplicable.

Por todo lo anterior puede concluirse que este método, entre los procedimientos directos de estudio cuantitativo del agua subterránea, es el menos preciso, debiendo aplicarse con serias reservas, ya que puede conducir a errores de consideración.

Modelos matemáticos

Con los mismos elementos que se utilizan en el método de Hill, es posible construir un modelo



Perforando un pozo en el Cerro de la Silla para el aumento de dotación de agua potable a la ciudad de Monterrey

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that this is essential for ensuring the integrity of the financial statements and for providing a clear audit trail.

2. The second part of the document outlines the various methods used to collect and analyze data. It describes how different types of information are gathered and how they are processed to identify trends and patterns.

3. The third part of the document focuses on the application of statistical techniques to the data. It explains how these methods are used to test hypotheses and to estimate the parameters of various models.



matemático que represente satisfactoriamente, desde un punto de vista estadístico, al conjunto de datos originales. Como dicho modelo no tiene necesariamente que ser lineal y puede ser función del número de variables que se quiera, incluyendo si se desea ecuaciones de condición, los resultados que de él se obtengan serán tan confiables y precisos como lo sean los datos en que se apoyan.

Es posible elaborar modelos matemáticos para estudios directos de segundo y primer orden. Lógicamente dichos modelos deberán ser mucho más complejos e incluir los tipos de información que les correspondan de acuerdo con la figura 1. Como los comentarios que pudieran hacerse respecto a tales modelos serían muy similares a los ya emitidos en el presente inciso, no se volverá a hablar de ellos en este Capítulo.

5.1.3 Estudios directos de segundo orden

Cálculo directo de flujos subterráneos

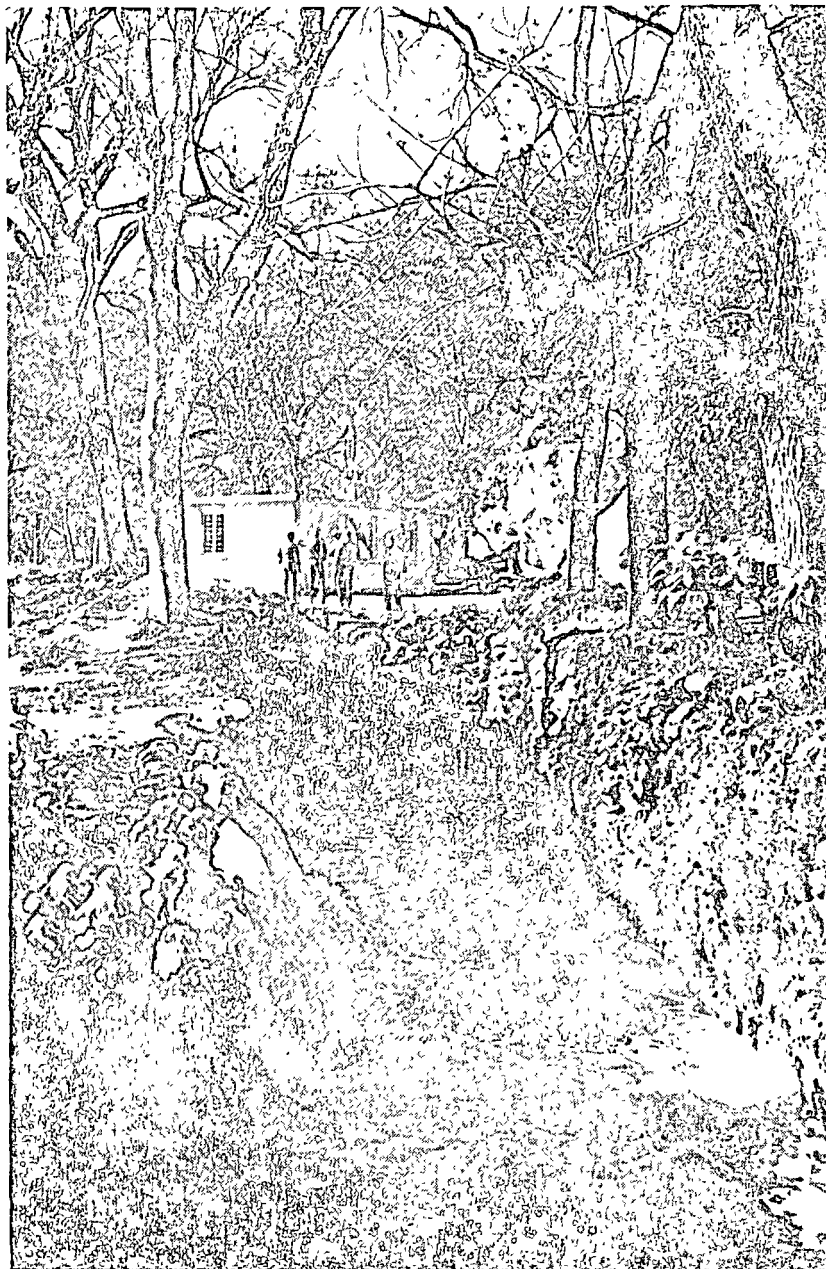
La ley de Darcy, que sirve de apoyo a la gran mayoría de estudios teóricos de flujo de agua en medios porosos permite, conjuntamente con las hipótesis de Dupuit, las configuraciones piezométricas y los resultados obtenidos de pruebas de bombeo efectuadas en número y distribución conveniente, calcular los caudales que fluyen por el acuífero.

Se recordará que la ley de Darcy establece que el gasto que fluye por un medio poroso es igual, en valor absoluto, al gradiente piezométrico multiplicado por el área y por una constante de proporcionalidad llamada permeabilidad. En una sección vertical de acuífero el área es igual a la longitud, considerada en planta, multiplicada por el espesor del mismo. Si se llama transmisibilidad al producto del espesor del acuífero por su permeabilidad, la ley de Darcy toma una forma ligeramente distinta, resultando ser el flujo en la sección descrita igual a la longitud en planta multiplicada por la transmisibilidad y por la componente normal del gradiente piezométrico. El flujo, por supuesto, ocurre siempre en la dirección en que disminuye el potencial.

De acuerdo con lo anterior, es necesario conocer tres elementos a lo largo de toda la frontera exterior de una región dada, para poder calcular los flujos de entrada y salida que ocurren a través de la misma. Dichos elementos son: la transmisibilidad, el gradiente y la longitud.

La transmisibilidad se obtiene de pruebas de bombeo convenientemente ubicadas a lo largo de la frontera; el gradiente, aceptando la hipótesis de Dupuit, se obtiene de las configuraciones piezométricas, y la longitud, de los planos topográficos sobre los que se efectúan dichas configuraciones.

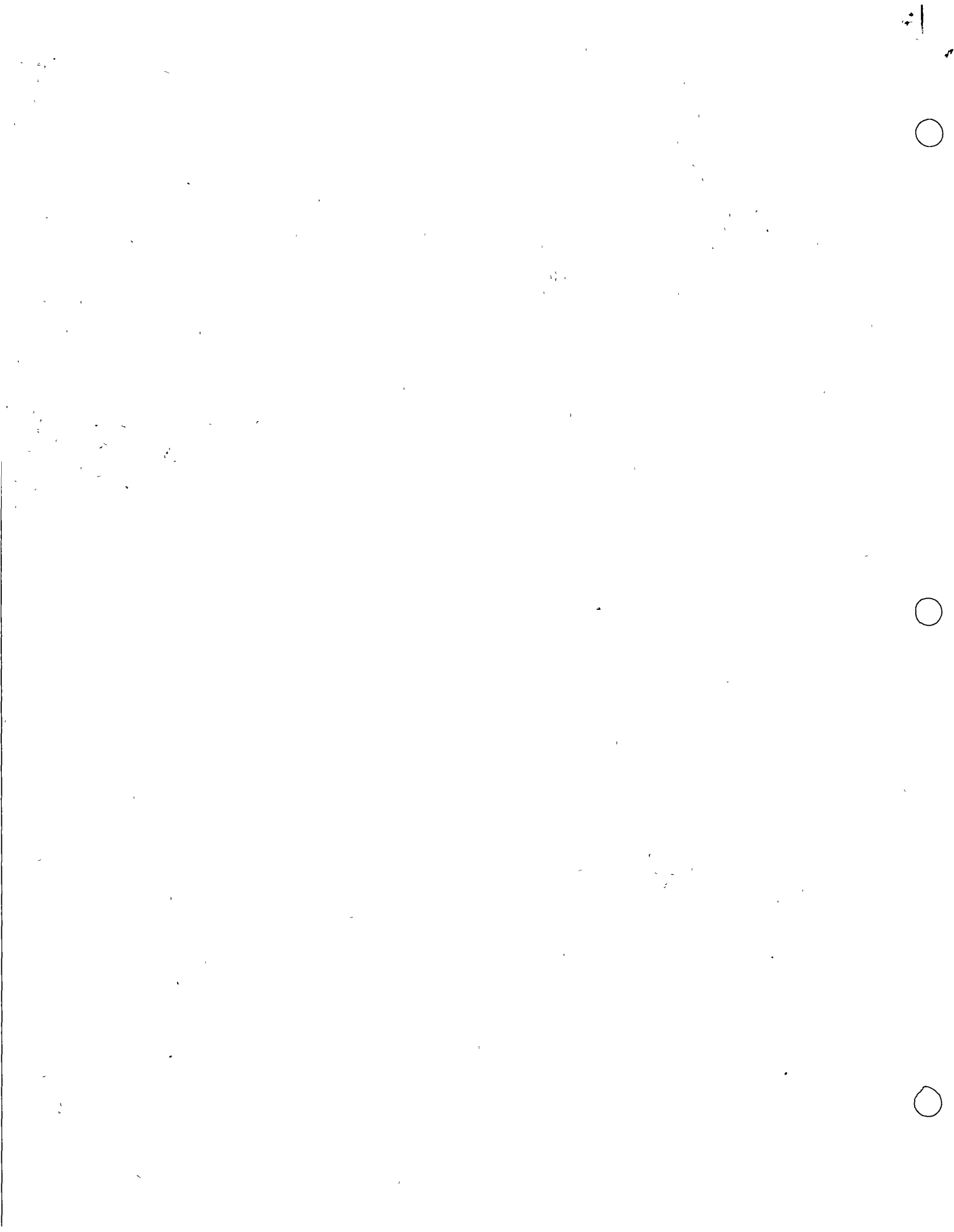
En las pruebas de bombeo, además de la transmisibilidad se determina invariablemente otra característica, el coeficiente de almacenaje. Dicho coeficiente tiene un valor numérico igual al volu-



Sistema Galeria Filtrante Cola de Caballo Medidor Parshall

men de agua que puede liberarse del almacenamiento del acuífero por unidad de superficie y por unidad de descenso piezométrico. La utilidad del coeficiente de almacenaje es obvia, para una región dada, la diferencia existente entre entradas y salidas subterráneas es precisamente la variación habida en el almacenamiento dentro de los límites de la región.

Al establecimiento en forma analítica de esto último puede llamarse ecuación de equilibrio dinámico, aunque en el fondo no es otra cosa que una nueva aplicación del principio de conservación de la materia.



Resulta evidente que una vez conocida la distribución de transmisibilidades en la frontera de una región dada, es posible, si se conoce también el esquema piezométrico original, fijar la magnitud del flujo que —en promedio— cruzaba dicha región, y que, si se conoce además el coeficiente de almacenaje medio del interior, puede planearse con suficiente aproximación la ley de extracciones que permita llevar los niveles piezométricos a profundidades convenientes, sin sobrepasar los límites económicos de explotación y sin provocar cualquier otro efecto indeseable.

5.1.4 Estudios directos de primer orden

Modelo analógico

Si la región en estudio se fracciona en un gran número de subregiones, adoptando para cada una sus propiedades hidrodinámicas medias, el establecimiento de la ecuación de equilibrio dinámico para todas y cada una de las subregiones, conduce al establecimiento de un sistema de ecuaciones. El procedimiento indicado equivale en el fondo a suponer que el acuífero, que es continuo, puede sustituirse por una red cuyos nudos tienen las pro-

iedades medias y conexiones de cada subregión del acuífero.

Matemáticamente hablando, se postula en el fondo que un sistema continuo puede resolverse en forma aproximada, volviéndolo discreto mediante la aplicación de métodos numéricos de diferencias finitas.

Una vez efectuado lo anterior, es curioso observar que el sistema de ecuaciones resultante es formalmente similar al sistema de ecuaciones que resuelve el funcionamiento de una red eléctrica con resistencias y condensadores como elementos componentes de los nudos. Tal similitud permite establecer, desde un punto de vista matemático, una analogía formal entre ambos problemas, permitiendo por ello estudiar el funcionamiento de acuíferos mediante el estudio del funcionamiento de los modelos eléctricos, o modelos analógicos, correspondientes. Cualitativamente hablando, la analogía es evidente: la resistencia eléctrica es similar a la resistencia que opone el acuífero al paso del agua; la capacidad de almacenar energía eléctrica que tienen los condensadores es similar a la posibilidad que tienen los acuíferos de almacenar o liberar agua; la elevación piezométrica es equivalente al voltaje y el amperaje al gasto.

La ventaja que ofrece el modelo analógico estriba en las escalas de conversión y muy especialmente en la de conversión del tiempo: para indagar qué sucedería en un acuífero ante una acción determinada, posiblemente habría que esperar años; para medir el efecto correspondiente en el modelo bastan unos cuantos milisegundos.

Por todo lo anterior, los modelos analógicos constituyen hoy día la herramienta más poderosa del estudio cuantitativo y cualitativo de las aguas subterráneas

CAPÍTULO VI

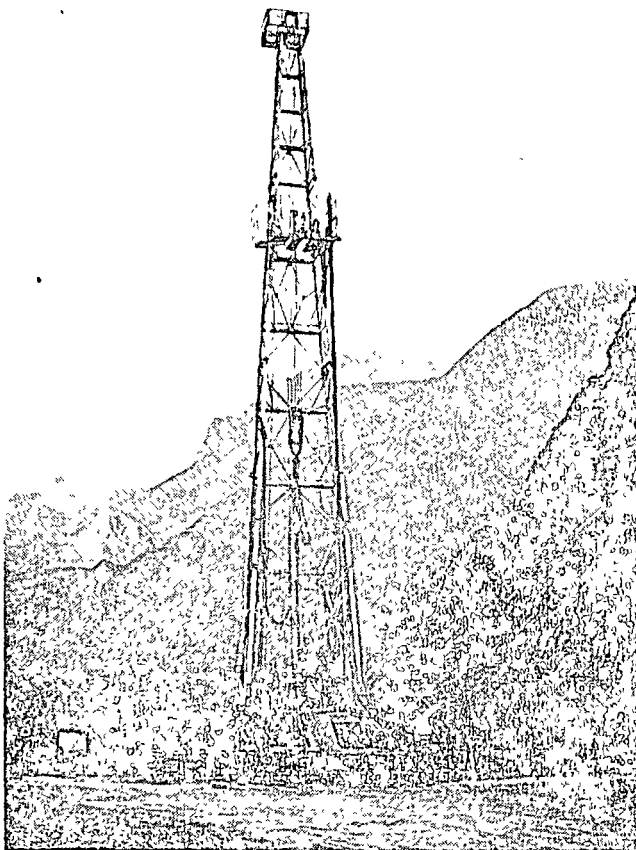
ESTUDIOS INTEGRALES

Hasta aquí se han visto los problemas hidrológicos desde el punto de vista exclusivo de la Hidrología subterránea. En las regiones en que no existe relación importante entre acuíferos y corrientes superficiales, tal punto de vista es correcto; en regiones con interrelaciones importantes no lo es.

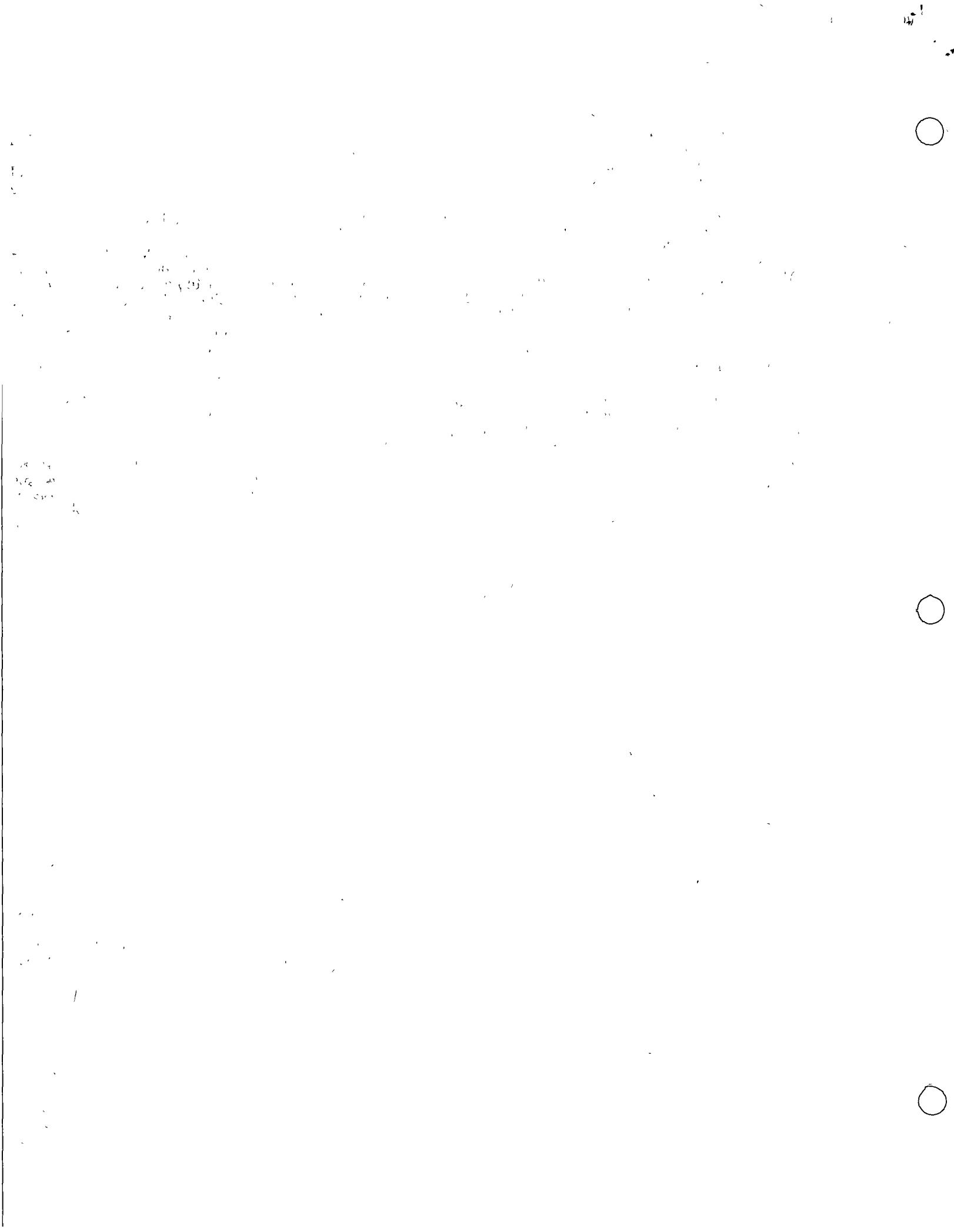
Para estos últimos casos existen estudios a los que puede llamarse estudios hidrológicos integrales, cuyo objeto es analizar conjuntamente los problemas hidrológicos superficiales y subterráneos. En el presente Capítulo se describirán brevemente dos modelos de este tipo: un modelo matemático y un modelo analógico.

6.1 Modelo matemático integral

Los modelos matemáticos integrales intentan efectuar la división de la lluvia entre evapotranspiración, infiltración y escurrimiento. Para ello, combinan por lo menos tres teorías: una climatológica (la de Thornthwaite,¹¹ por ejemplo), una de flujo base (la de Kraijenhoff,¹² por ejemplo)



Equipo de perforación trabajando en el pozo Buenos Aires Núm 2





Zona de captación de un manantial

y una de escurrimiento superficial (que puede ser la del hidrógrafo unitario).

La primera teoría permite estimar la magnitud que se evapotranspira, proporcionando los excedentes con una ley distinta a la de los escurrimientos reales. Debe acudirse posteriormente al auxilio de las teorías de flujo base y flujo superficial para efectuar la correlación entre los excedentes proporcionados por la primera teoría y los excedentes reales observados en el o los ríos de la región.

El problema así planteado lo es de correlación estadística. Si se cuenta con datos confiables de un buen número de años y se puede efectuar la correlación dentro de límites estrechos, puede decirse que el modelo refleja fielmente el mecanismo existente en la porción del ciclo hidrológico estudiada.

6.2 Modelo analógico integral

El modelo matemático descrito en el inciso anterior puede convertirse, siguiendo un procedi-

miento similar al seguido en el Capítulo V para los modelos analógicos, en un modelo analógico eléctrico que simule el funcionamiento conjunto de los sistemas hidrológicos superficial y subterráneo. El sistema superficial sería similar al subterráneo, aunque con una escala de tiempo mucho más reducida. La interconexión existente entre ambos sistemas debe ser simulada mediante hipótesis razonables. El modelo debe pasar la prueba de calibración antes de considerarse correcto, consistiendo dicha calibración en la reproducción satisfactoria de los datos históricos existentes.

Los modelos analógicos integrales se encuentran aún en proceso de desarrollo en diferentes centros de simulación analógica, no existiendo por ello aún referencias bibliográficas sobre el tema.

Sea cual sea el modelo adoptado, si la calibración ha sido satisfactoria, puede utilizarse con los datos existentes en la planeación de las explotaciones futuras.



CAPÍTULO VII

PROBLEMAS ESPECIALES

Aunque los procedimientos de estudio descritos en los Capítulos anteriores son de aplicación general, existen algunos problemas que merecen ser comentados por separado. Dichos problemas son los de acuíferos en calizas, acuíferos en basaltos, acuíferos en rocas cristalinas e intrusión salina.

7.1 Acuíferos en calizas

Las formaciones calizas pueden constituirse en acuíferos por tres razones diferentes, por su porosidad intrínseca, por la presencia de sistemas de grietas y por la presencia de conductos de disolución.

Los problemas que plantean las calizas para su estudio dependen íntimamente de la naturaleza de los espacios que contienen y conducen al agua, así como de las características estructurales y estratigráficas, que pueden influir en forma importante en el sentido del flujo.

Cuando el agua fluye por los poros de la roca el problema se asimila formalmente a los de medios porosos continuos. Cuando el agua fluye por

grietas, si éstas se encuentran suficientemente cercanas y si ocurren, como es frecuente en familias, el problema es asimilable a los de medios porosos continuos y anisótropos y, finalmente, cuando el flujo escurre por conductos de disolución el problema es similar al de un sistema de colectores funcionando como canales o a sección llena.

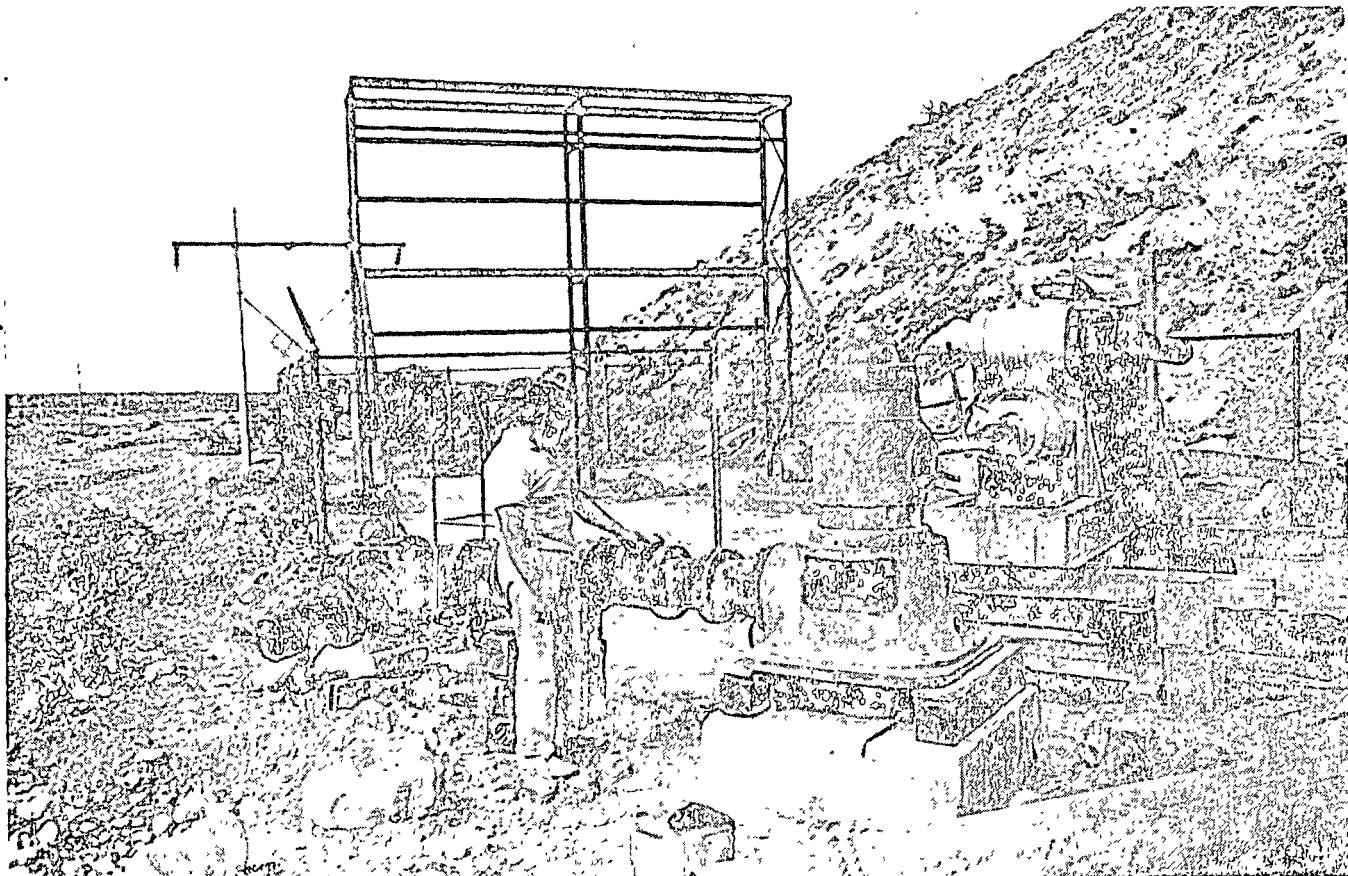
En los dos últimos casos —flujo por grietas y flujo por conductos de disolución— generalmente ocurre que las capacidades específicas son sumamente grandes, existiendo además serias dudas sobre la aplicabilidad de la ley de Darcy.

Las objeciones indicadas hacen que las teorías de flujo de agua hacia pozos no resulten aplicables, en general, al flujo en calizas.

En estas condiciones los procedimientos de estudio aplicables resultarían ser únicamente los indirectos, así como los directos del tipo del método de Hill y, posiblemente, algún tipo de modelo matemático.

7.2 Acuíferos en basaltos

Los acuíferos en basaltos frecuentemente, por su alto grado de fracturamiento, cumplen las condiciones necesarias para hacer válidas las teorías



Equipo provisional de un pozo



de flujo de agua en medios porosos. De ser así, el tratamiento de los problemas de flujo de agua en basaltos es el descrito en los Capítulos I a VI. Cuando no se cumplen tales condiciones, la situación es similar a las de las calizas, descritas en el último párrafo.

7.3 Acuíferos en rocas cristalinas

La explotación de agua en rocas cristalinas es particularmente difícil por dos razones: la localización misma del agua y su escasez.

Generalmente en las rocas cristalinas, el agua circula por grietas de intemperización y/o de enfriamiento que no profundizan demasiado, a menos que existan fallas. De acuerdo con lo anterior, si no hay evidencia de tales accidentes geológicos no es recomendable llevar una perforación en tales rocas a más de, por ejemplo, 30 m de profundidad (para fijar la profundidad conviene guiarse por los resultados de bombeos cortos durante la perforación).

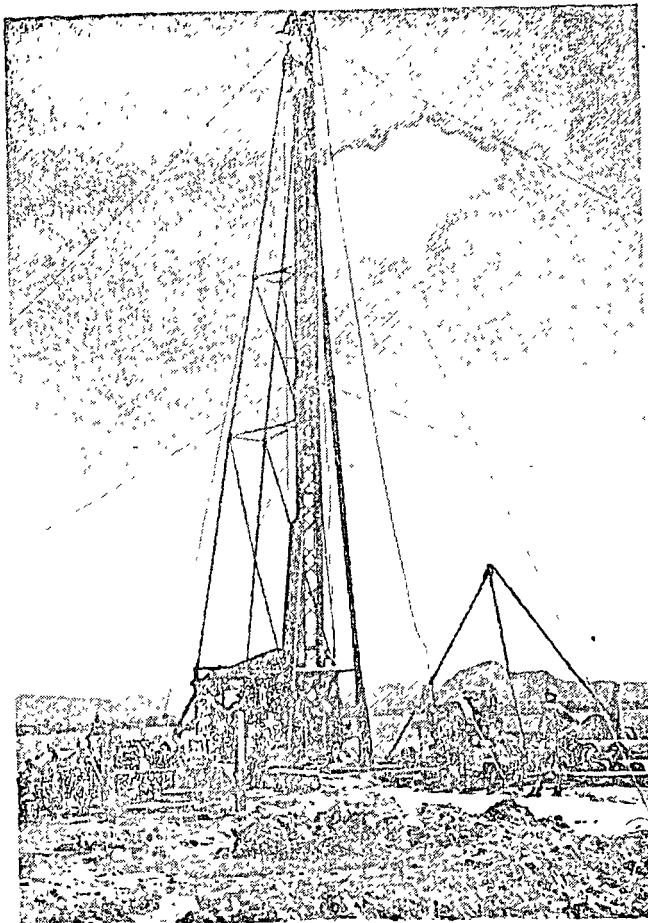
7.4 Intrusión salina

En el Capítulo V, al hablar del método de Hill, se mencionó el problema de intrusión salina en acuíferos costeros. El estudio de dicho problema se encuentra actualmente en franca evolución. Existe ya un gran número de teorías al respecto que pueden resultar útiles en casos especiales.

Como no es posible establecer la validez de una teoría cualquiera sin antes efectuar una correlación con los datos reales, se han venido desarrollando paralelamente con las teorías, técnicas de medición y observación de la intrusión salina. Teniendo en cuenta que el problema es tridimensional, los pozos de observación de tipo más avanzado existentes¹⁶ son similares a las estaciones piezométricas empleadas en Mecánica de Suelos, con la diferencia de que los piezómetros se sustituyen por tramos ranurados de varios metros de longitud. En estas condiciones, si se cuenta con sondas especiales, debidamente calibradas que midan simultáneamente temperatura y resistividad del agua a diferentes profundidades, es posible, con suficiente aproximación, deducir la distribución vertical de salinidad y, con ello, la posición de la interfase salina.

Los problemas de intrusión salina no son privativos de los acuíferos costeros; pueden ocurrir dondequiera que haya una masa de agua salobre en contacto con agua dulce. Cuando se trata de acuíferos múltiples, unos de agua salobre y otros de agua dulce, el problema se reduce simplemente a la correcta identificación de los mismos para posteriormente ver que los pozos de explotación se encuentren sellados en los tramos que cruzan a los acuíferos de agua salada.

Cuando los problemas de salinidad pueden asimilarse con suficiente aproximación a problemas bidimensionales, es posible estudiarlos a través



Equipo de perforación, excavando un pozo profundo

de modelos de tipo Hele Shaw⁸ consistentes en placas paralelas a pequeñas distancias entre las que circulan fluidos viscosos de diferentes densidades.

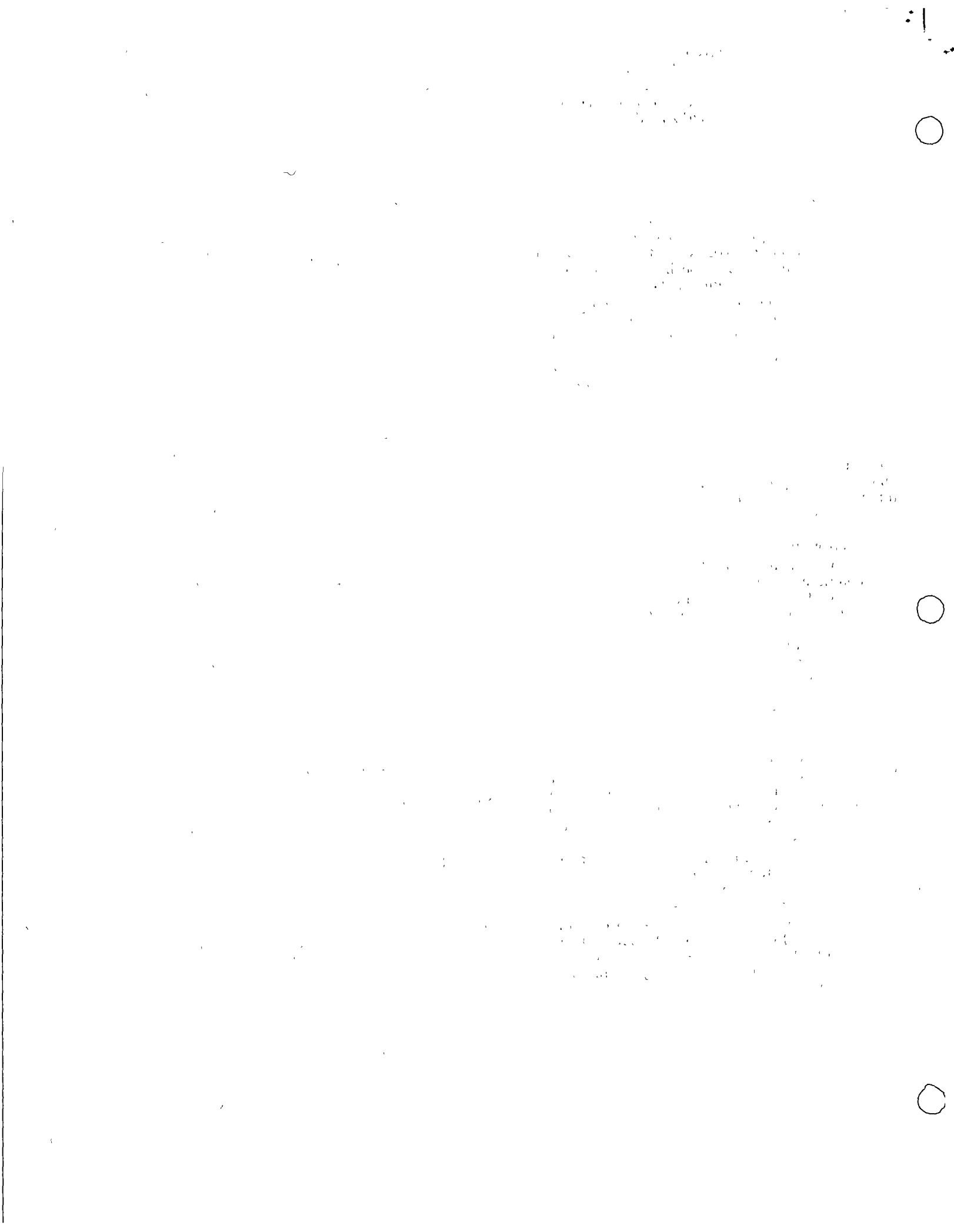
CAPÍTULO VIII

TENDENCIAS ACTUALES

8.1 Hidrología

Con la excepción hecha de los estudios integrales descritos en el Capítulo VI, en general poco conocidos, así como de algunos notables intentos de planeación conjunta de explotaciones,^{17, 18} puede decirse que la hidrología superficial y la hidrología subterránea han seguido hasta la fecha caminos totalmente independientes.

Por fortuna, como ya se vio en el Capítulo VI, existe actualmente la tendencia hacia el estudio conjunto de los recursos hidráulicos superficiales y subterráneos. Ciertamente no puede decirse aún que todos los problemas estén resueltos; existen todavía muchos puntos oscuros sobre el mecanismo de la evapotranspiración, de la infiltración, de la retención del agua por el suelo y de los escu-



rimientos superficial y subterráneo. Es muy posible que la existencia de tales puntos oscuros haya inducido a los investigadores a estudiar separadamente los problemas de flujo superficial de los problemas de flujo subterráneo. Sin embargo, es necesario reconocer que mientras el problema conjunto no se ataque, no será posible avanzar hacia soluciones más adecuadas.

8.2 Geohidrología

En el aspecto geohidrológico, los estudios actuales parecen enfocarse en sentidos bien definidos, teniendo como objetivos:

a) Cubrir teóricamente el mayor número de problemas que puedan surgir en la práctica.

b) Abatir el costo de los estudios, simplificando las técnicas de exploración, toma de datos e interpretación de los mismos.

Respecto a lo primero, puede decirse que aunque los desarrollos teóricos existentes a la fecha permiten analizar una gran variedad de situaciones, aún existen deficiencias. Por ejemplo, todavía no han sido suficientemente estudiados los problemas de acuíferos múltiples, de intrusión salina y de flujo en rocas fisuradas o con conductos de disolución.

El aspecto indicado en (b) se encuentra íntimamente relacionado con la planeación y programación de los estudios; si bien un estudio dado mejora con el volumen y calidad de los datos, aumenta su costo en el mismo sentido. Luego, la decisión final debe constituir un compromiso razonable entre el deseo de mejorar el estudio y el de abatir su costo. Los estudios ya efectuados en todo el mundo y los que están en proceso actualmente permitirán en un futuro próximo dictar normas al respecto.

8.3 Geoquímica

Entre las posibilidades futuras de los estudios geoquímicos se encuentran los trazadores radiactivos y la interpretación del esquema termodinámico del agua. Por estos caminos puede llegarse eventualmente a la cuantificación de flujos subterráneos.

Aunque los trazadores radiactivos han sido ya empleados en hidrología subterránea, sus aplicaciones han sido muy específicas, siendo relativamente costosas y exigiendo personal sumamente especializado. Además, la opinión pública se opone generalmente a su empleo por la peligrosidad que se les atribuye al ignorarse los avances alcanzados en protección radiológica.

Es muy posible que el empleo de compuestos solubles inertes que se activan después de la toma de las muestras de agua, ayude a vencer la oposición ya indicada, aunque quedaría en pie la cuestión del costo relativo. Si éste llegara a abatirse en relación a los beneficios obtenidos hasta ser comparable al de otros métodos de estudio, podría incrementarse la utilización de tales trazadores.

Respecto al esquema termodinámico, ya se han efectuado algunos avances^{19, 20} con la idea fundamental de que las variaciones térmicas son consecuencia de las pérdidas de carga que ocurren para que haya flujo. En realidad tales teorías son simplemente térmicas y desprecian fuentes importantes de cambios de temperatura en el agua: la presión, las temperaturas del medio en que circula, el calor que va asociado al cambio de composición química del agua, etc. La consideración de estas causas convertiría las teorías en termodinámicas, abriéndose con ellas un horizonte lleno de posibilidades en la Geoquímica

CAPÍTULO IX

LOS ESTUDIOS DE LA CHCVM

La Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México tiene entre sus atribuciones la de estudiar los recursos hidráulicos subterráneos del Valle y de las regiones vecinas al mismo que puedan ser explotadas en su beneficio, una vez satisfechas sus necesidades futuras.

Con tal motivo, desde la iniciación misma de sus actividades, la CHCVM se echó a cuestras la tarea de cuantificar los recursos subterráneos del Valle de México. Para ello, se propuso adoptar las técnicas de estudio de uso común en la República Mexicana encontrando con sorpresa que los únicos métodos que entonces se empleaban eran los de apreciación preliminar por medio de coeficientes y balances hidrológicos (existiendo para el primer método una gran diversidad de criterios, ya que los coeficientes simplemente se adoptaban entre los reportados por distintos autores), así como el método de Hill.

Por otra parte, fuera de los mencionados no se hacía uso de ningún otro método de estudio cuantitativo y, de hecho, no existía una metodología definida para llevar a cabo tales estudios. A la vista de tal situación, además de la cuantificación de los recursos del Valle de México y sus alrededores, la CHCVM se propuso recientemente establecer para sí misma una metodología definida que sirviera de infraestructura a los futuros estudios.

Para llevar a cabo la cuantificación de los recursos subterráneos del Valle, se procedió a elaborar una serie de estudios que se encuentran aún en proceso. Los métodos adoptados se adaptaron al tipo, calidad y cantidad de los datos existentes. Al mismo tiempo, se inició un programa de mediciones y pruebas que permitieran en el futuro repetir las interpretaciones mediante la aplicación de métodos más confiables.

Para lograr la divulgación de una metodología definida en los estudios de aguas subterráneas, la Comisión se propuso, por una parte, publicar todos y cada uno de los estudios que fuera efectuando y, por la otra, preparar una serie de publicaciones de divulgación (siendo el presente trabajo la primera de ellas), que permitan, hasta donde sea



posible, poner al tanto a sus técnicos sobre los avances alcanzados en otros países.

Teniendo en cuenta lo anteriormente expuesto, es fácil comprender por qué los estudios de la Comisión han seguido en su evolución a la de los efectuados fuera del país, con un defasamiento en el tiempo y a un ritmo acelerado. No obstante lo anterior, hasta la fecha de esta publicación no se ha llegado a efectuar en México un estudio del tipo más avanzado existente a la fecha (modelo analógico) por carecer la Secretaría del equipo necesario. Actualmente se están dando los pasos para la adquisición de tal equipo y se están empezando a diseñar los primeros modelos analógicos que estarán listos para su calibración cuando el equipo se encuentre instalado en México.

A continuación se hará una breve descripción de los estudios, tanto indirectos como directos, efectuados hasta 1967 por la CHCVM.

9.1 Estudios indirectos

Valle de México

Para la elaboración de la publicación "Hidrología de la Cuenca del Valle de México",²¹ fue ne-

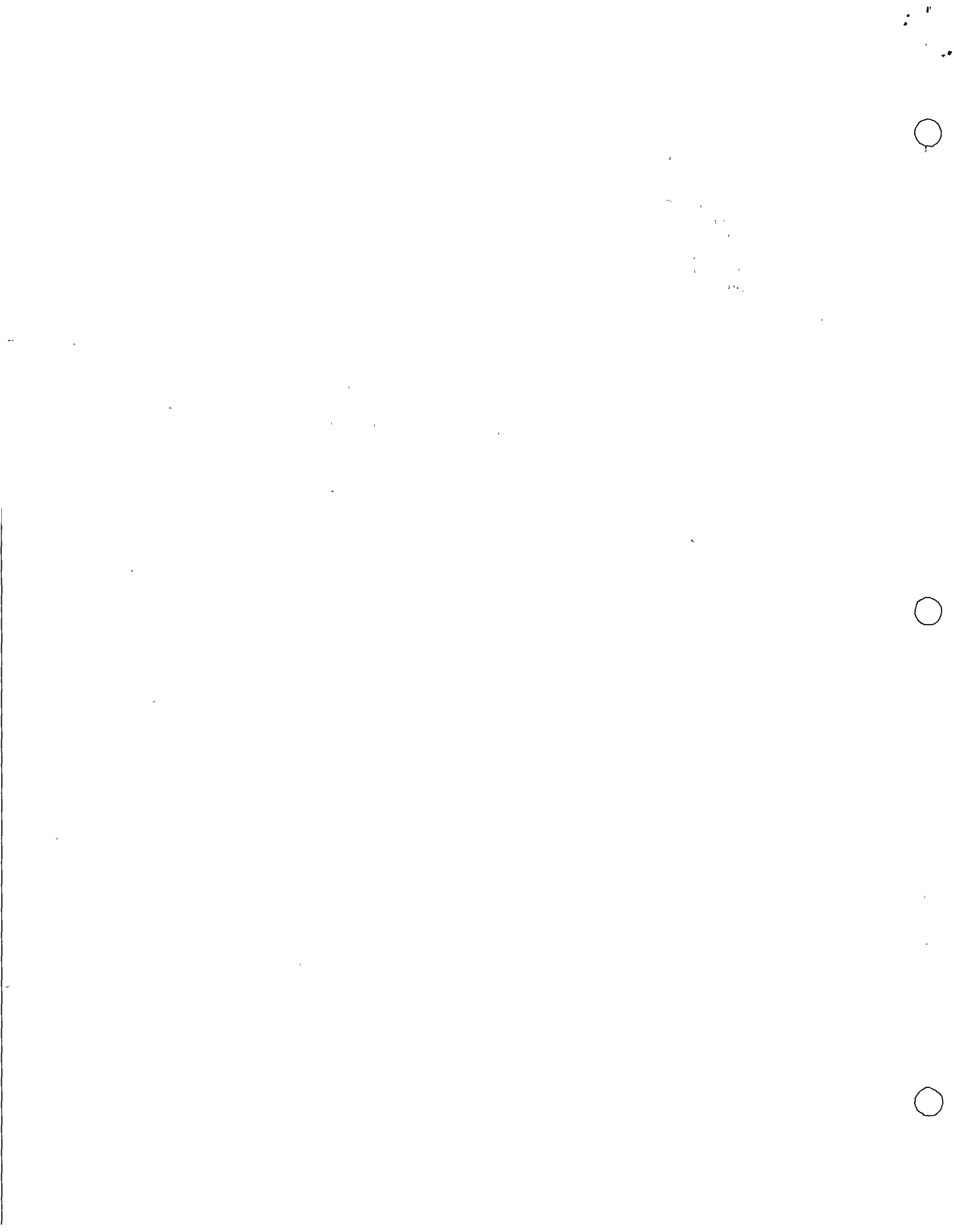
cesario estimar en corto tiempo, en forma preliminar, los recursos subterráneos del Valle. Con tal motivo, se efectuó una estimación siguiendo el procedimiento de los coeficientes de infiltración. La selección de los coeficientes se hizo como a continuación se indica:

El levantamiento geológico de la Cuenca²² tuvo como subproducto una clasificación cualitativa sobre la permeabilidad de las formaciones geológicas del Valle. En dicha clasificación, la formación más permeable, cualitativamente hablando, resultó ser la formación Chichinautzin. Para dicha formación se efectuó una estimación directa de la infiltración media.²³ Tal estimación se hizo comparando la magnitud total de manantiales y extracciones en todo su perímetro, teniendo en cuenta el hecho de que no existía sobreexplotación aparente, con la lluvia media que cae sobre la misma. En esta forma se llegó a un coeficiente de infiltración medio para la formación Chichinautzin del orden de 0.40.

Una apreciación similar efectuada en la formación Chiconautla, permitió concluir que, aparentemente, los basaltos del resto del Valle eran menos permeables que los de la formación Chichinautzin. Sobre estas bases los coeficientes para el



Manantial Pozo Azul



resto de las formaciones se adoptaron con valores entre cero y cuarenta por ciento, siguiendo un orden decreciente de magnitud similar al propuesto por el geólogo y siguiendo en lo posible las opiniones que al respecto aparecían en la literatura bibliográfica para formaciones similares. El resultado de tal estimación, así como los coeficientes adoptados aparecen en el Capítulo VII de la referencia.²¹

Valle de Oriental

Para evaluar la potencialidad de los acuíferos del valle de Oriental, en los Estados de Puebla, Tlaxcala y Veracruz, como parte del estudio del sistema Apan-Oriental, y poder determinar el caudal que de los mismos pudiera enviarse a la Ciudad de México sin lesionar las necesidades locales, se efectuó una estimación de la probable infiltración existente en las formaciones geológicas de dicho valle. Para ello se adoptaron coeficientes similares a los del Valle de México ya descritos, sin mayor justificación que la similitud existente entre las formaciones geológicas. El resultado de tal estimación aparece en detalle en la referencia.²¹

Consciente la Comisión del carácter preliminar de los estudios efectuados por medio de coeficientes tanto dentro del valle como fuera del mismo, inició a partir de 1960 una serie de estudios cuantitativos directos, según se indica a continuación, para valuar, sobre una base más firme, la potencialidad de los acuíferos en cuestión.

9.2 Estudios directos

Valle de Cuautitlán

Con motivo del proyecto de abastecimiento de zona urbana industrial N-Z-T, se efectuó en el valle de Cuautitlán, dentro del Valle de México, una estimación directa de segundo orden con base en configuraciones piezométricas obtenidas en pozos y estaciones piezométricas, y en los resultados de una serie de pruebas de bombeo programadas al efecto.

El detalle de la estimación mencionada aparece en la referencia.²⁵ Aquí se mencionará tan sólo el hecho curioso de que el estudio directo de la zona de Cuautitlán ha permitido rechazar el coeficiente de infiltración de la formación Chiconautla y confirmar el coeficiente medio de la formación Tarango, al poniente de la zona en estudio.

Sistema Apan-Oriental

Por la razón expuesta en el caso anterior y para dar una mayor solidez a las cifras de explotación propuestas para el sistema Apan-Oriental en el estudio indirecto, se efectuaron estudios directos de segundo orden siguiendo una secuela similar a la descrita para el caso de Cuautitlán



Pozo para prueba de bombeo. Al fondo se aprecia la altura a la que se sostuvo el chorro natural a la salida del pozo.

Los resultados de dichos estudios están por publicarse.

En este caso, es interesante destacar que la existencia de fugas subterráneas, debidamente comprobadas por el método directo, hubiera invalidado cualquier balance hidrológico efectuado desde la superficie por precisas que fueran las mediciones de sus partes componentes. Por otra parte, la concordancia entre la potencialidad total obtenida por medio de coeficientes y la obtenida por el método directo fue notable, excediendo la primera aproximadamente en un 20 por ciento a la segunda.

9.3 Otros estudios

La Comisión ha iniciado últimamente el estudio de las zonas del Alto Mezquital y el Alto Lerma.

En el primer caso, ha efectuado ya un censo muy completo de pozos y norias, así como obtenido los datos de las extracciones que en ellos se efectúan y los referentes a los análisis físico-químicos.

mico y bacteriológico de sus aguas. Actualmente se está formulando el programa de estudio directo respectivo.

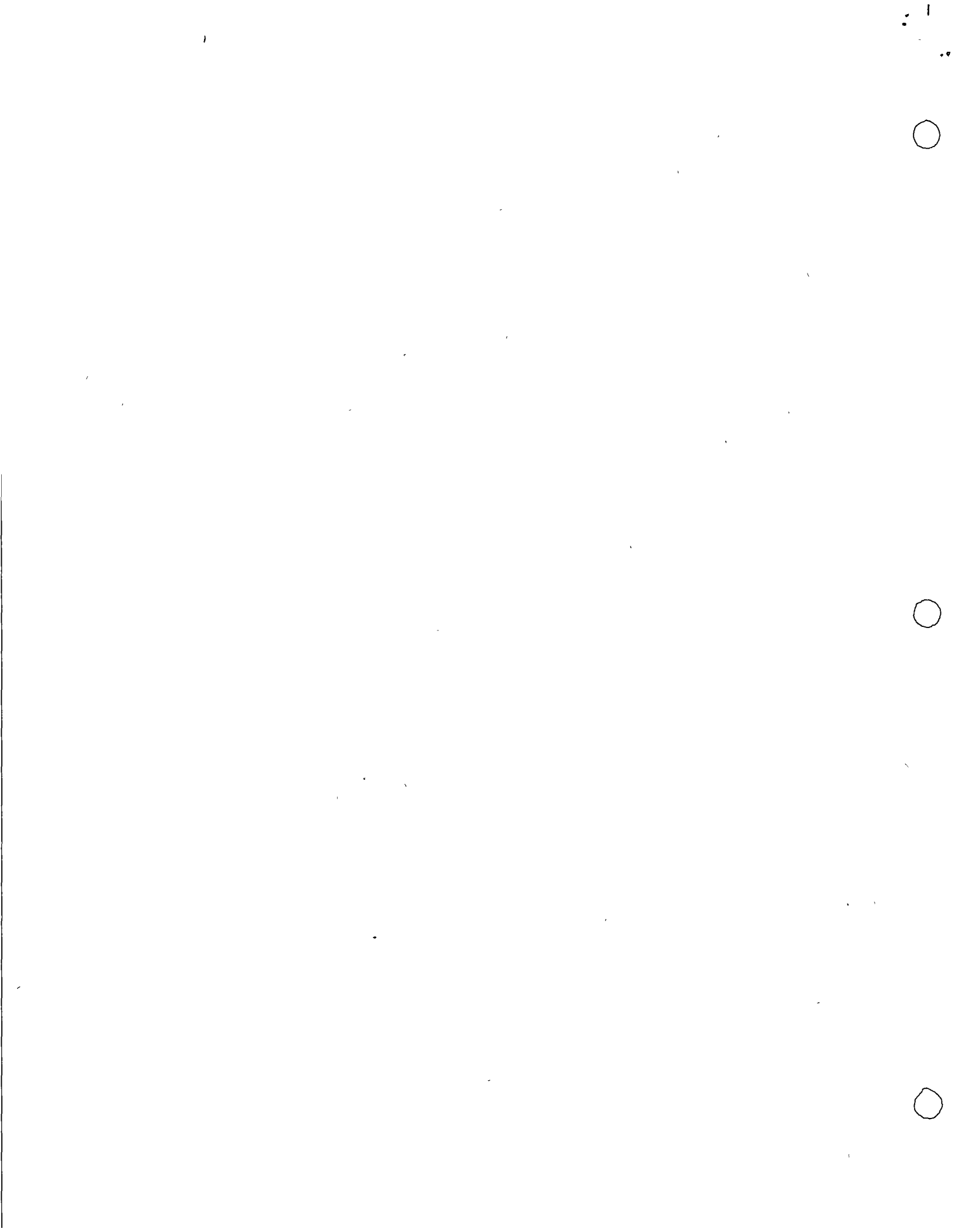
En el caso de la Cuenca Alta del Lerma ha habido varias apreciaciones de carácter preliminar que han fijado la potencialidad de los acuíferos de la región en cifras cada vez menores.^{26, 27} Debiendo la SRH por disposición presidencial controlar la explotación de tales acuíferos, la Comi-

sión ha preparado un programa para la explotación y observación de los mismos y está reinterpremando los datos existentes y preparando programas para el estudio definitivo.

En el estudio del Alto Lerma se pretende llegar hasta el modelo analógico, así como en los casos de Oriental, la zona de Cuautitlán, los valles de Chalco y Xochimilco y el resto del Valle de México.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. ROBERT F. LEGGET. *Geology and Engineering*. 1962, McGraw Hill Book Company, Inc
2. GERMÁN E. FIGUEROA V. *Paradojas de los estudios geohidrológicos* 1967, Estudio 385 de la CHCVM.
3. *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. 1965, American Public Health Association, Inc.
4. *Methods for Collection and Analysis of Water Samples*. 1960, Geological Survey Water-Supply Paper 1454.
5. THEROUX, ELDRIDGE y MALLMANN *Laboratory Manual for Chemical and Bacterial Analysis of Water and Sewage*. 1943, McGraw Hill Book Company, Inc
6. WILCOX, L. V. *Classification and Use of Irrigation Waters* 1955, U S Dept. Agr Circ Núm. 969
7. DAVID K. TODD *Ground Water Hydrology* 1966, John Wiley & Sons Inc
8. DAVIS & DE WIEST *Hydrogeology* 1966, John Wiley & Sons, Inc.
9. CARLSTON, TRATCHER y RHODEHANEL *Tritium as a Hydrologic Tool, the Wharton Tract Study* 1960, Internat. Assoc. Sci. Gydrol. Public. Núm. 52.
10. *Study and Interpretation of the Chemical Characteristics of Natural Water*. 1959, Geological Survey Water-Supply Paper 1473.
11. EPSTEIN y MAYEDA *Variation of δ^{18} Content of Waters from Natural Sources*. 1953, Geochim et Cosmochim, Acta, v 4.
12. FELTS y HANSHAW *Preparation of Water Sample for Carbon - 14 dating* 1963, U S. Geol. Survey Circ. 480.
13. H. SCHOELLER *Les eaux souterraines*. 1962, Masson & Cie. Editours
14. MIGUEL PLÉREZ ESPINOZA *Un paso más de C. W. Thornthwaite hacia una clasificación racional del clima* 1967, Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XXI, Núm 3
15. *Proc. of the Symp on Transient Ground Water Hydraulics*. 1963, Colorado State University
16. N. JACOBS y S. SCHIMORAK *Salt Water Encroachment in the Coastal Plain of Israel*. 1960, Pub. Num 52 del U G G I
17. FOWLER y VALANTINE *The Coordinated Use of Ground Water Basins and Surface Water Delivery Facilities* 1964, Publ Núm 64 del U.G.G.I.
18. CHUN, WABER y KIYOSHI NIDO *Computer Tools for Sound Management of Ground Water Basins*. 1964, Publ. Núm 64 del U G G I
19. R. W. STALLMAN. *Computation of Ground Water Velocity from Temperature Data*. 1963, U. S. Geol. Surv. Water Supply Paper 1544-H.
20. R. W. STALLMAN *Steady one-dimensional Fluid Flow in a Semi-infinite Porous Medium with Sinusoidal Surface Temperature*. 1965, Jour Geophys Res V 70 Núm 12
21. *Hidrología de la Cuenca del Valle de México* CHCVM 1963-1964 (5 tomos).
22. FEDERICO MOOSER *Informe sobre la geología de la cuenca del Valle de México y zonas colindantes* Public Núm 6 de 1961 de la CHCVM
23. H. LESSER JONES *Determinación del coeficiente relativo de infiltración para la vertiente sur de la sierra del Chichmaultzm*. Public Núm 5 1961, CHCVM.
24. *Estudio de aribilidad del sistema regional Apan-Oriental* Public Núm 3 de 1964 de la CHCVM.
25. *Hydrogeología del valle de Cuautitlán*. Public. Núm 3 de 1961 de la CHCVM
26. MARIO VEYITA BARBA *Estudio geohidrológico de la parte alta de la cuenca del río Lerma* 1960
27. *Estudio geohidrológico de la cuenca alta del río Lerma hasta el estrechamiento de Atlacomulco* Servicios Geológicos, S A 1966.



APÉNDICE

NORMAS MEXICANAS DE CALIDAD PARA AGUA POTABLE *

"Se considera agua potable a toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud, para lo cual deberá llenar los requisitos siguientes:

I. Caracteres 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 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.

II. 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 iones 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 | 1000 |
| Alcalinidad total, expresada en CaCO_3 , hasta | 400 |
| Dureza total, expresada en CaCO_3 , hasta | 300 |
| Dureza permanente o de no carbonatos, expresada en CaCO_3 , en aguas naturales de preferencia hasta | 150 |
| Cloruros expresados en Cl, hasta | 250 |
| Sulfatos, expresados en 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 | 1.50 |
| Hierro y manganeso, expresado 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 |

* Normas de la Secretaría de Salubridad y Asistencia, publicadas en el *Diario Oficial* del 2 de julio de 1953

| | |
|--|-------|
| Compuestos fenólicos, expresados en fenol, hasta | 0.001 |
| Cloro libre, en aguas cloradas, no menos de | 0.20 |
| Cloro libre, en aguas sobre cloradas, 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:

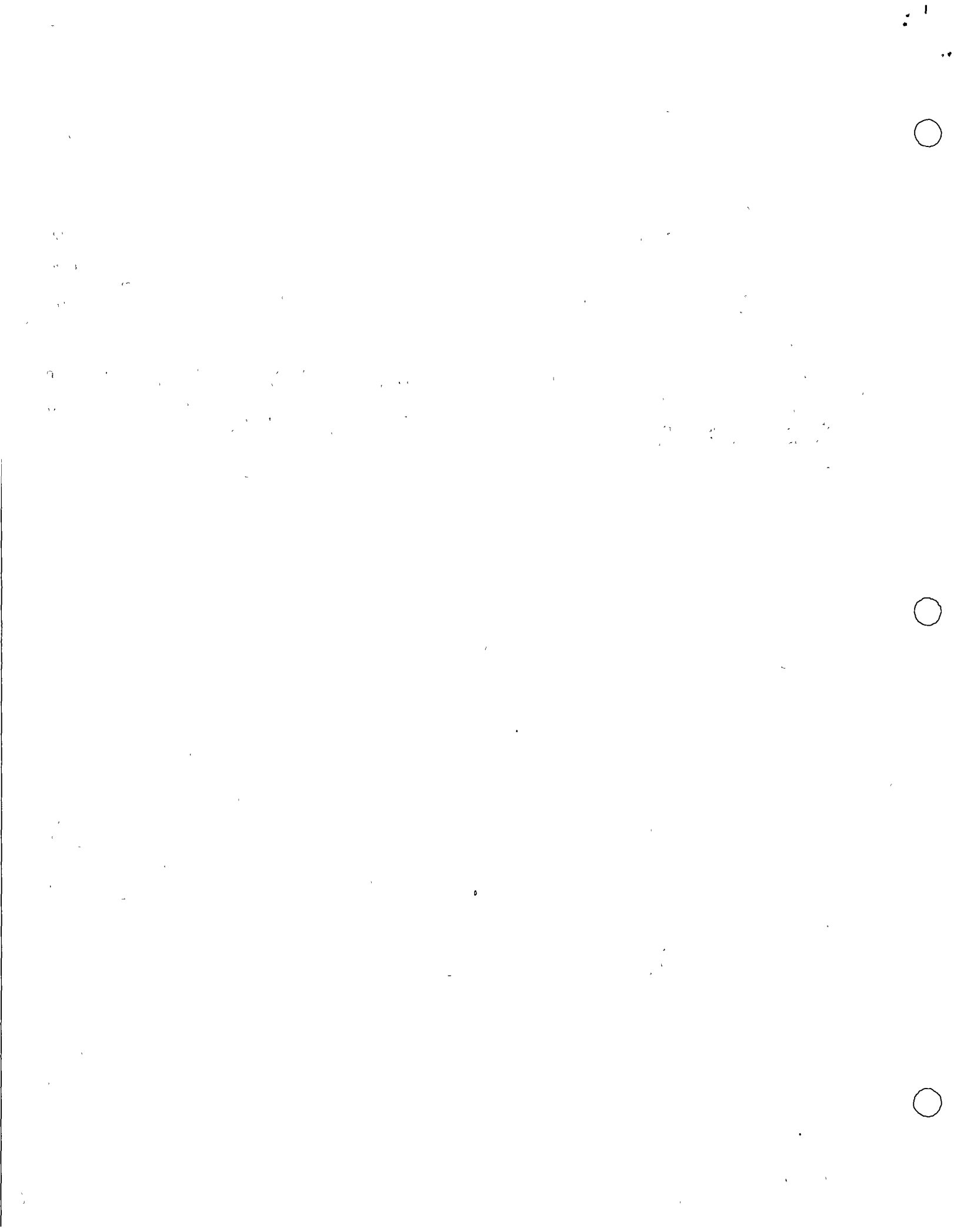
- Menos de veinte (20) organismos de los grupos coli y coliforme por litro de muestra, definiéndose como organismo de los grupos coli y coliforme todos los bacilos no esporógenos, Gram negativos, que fermenten el caldo lactosado con formación de gas.
- Menos de doscientas (200) colonias bacterianas por 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° por 48 horas.

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

- La alcalinidad a la fenolftaleína calculada como 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, para lo cual la alcalinidad total, en función del pH, estará limitada según la escala siguiente:

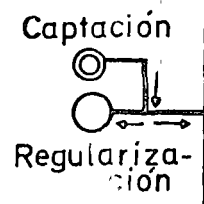
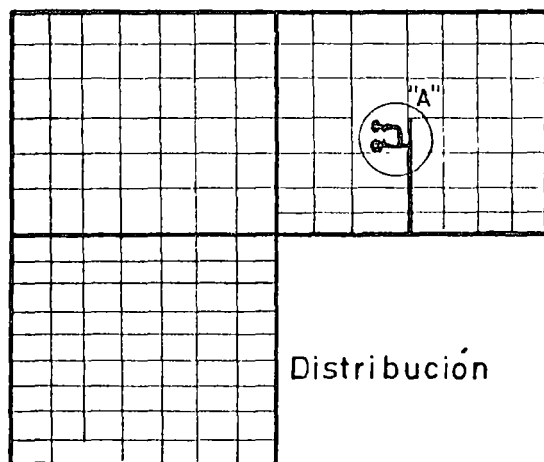
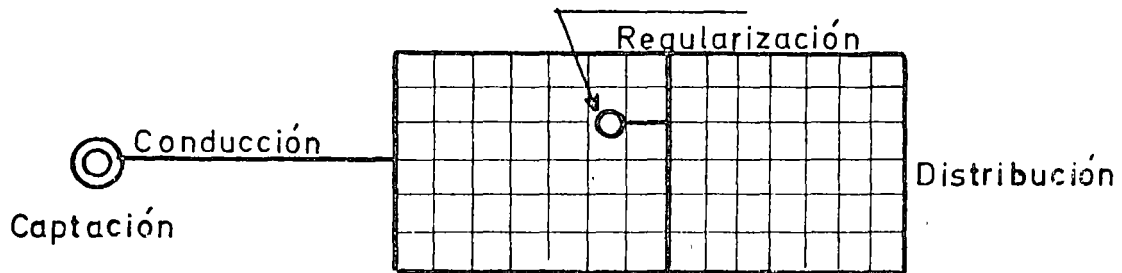
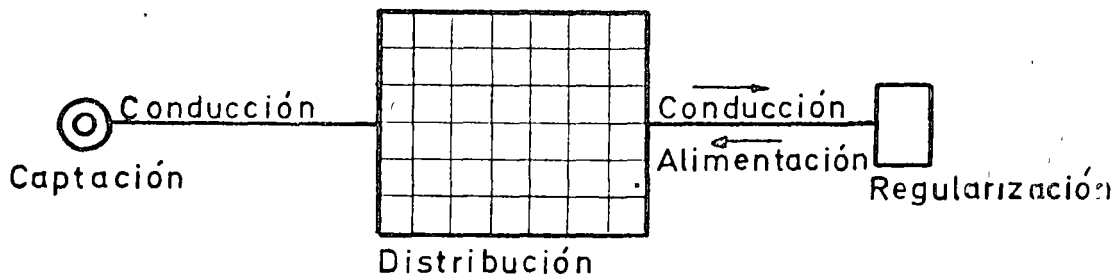
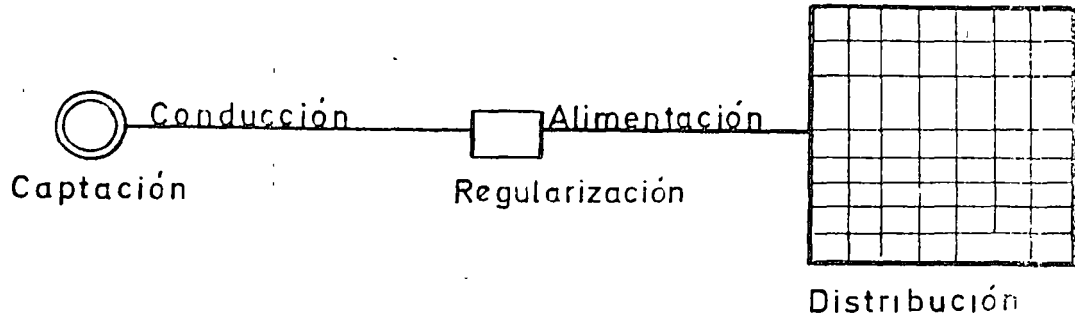
| Valor del pH | Alcalinidad total máxima expresada en CaCO_3 |
|--------------|---|
| 8.0 a 9.6 | 400 |
| 9.7 | 340 |
| 9.8 | 300 |
| 9.9 | 260 |
| 10.0 | 230 |
| 10.1 | 210 |
| 10.2 | 190 |
| 10.3 | 180 |
| 10.4 | 170 |
| 10.5 a 10.6 | 160 |

- La alcalinidad total no excederá a la dureza total en más de 35 mg por litro o partes por millón, ambos calculados como CaCO_3 .



ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE - DISPOSICION DE LAS OBRAS.

ANEXO A



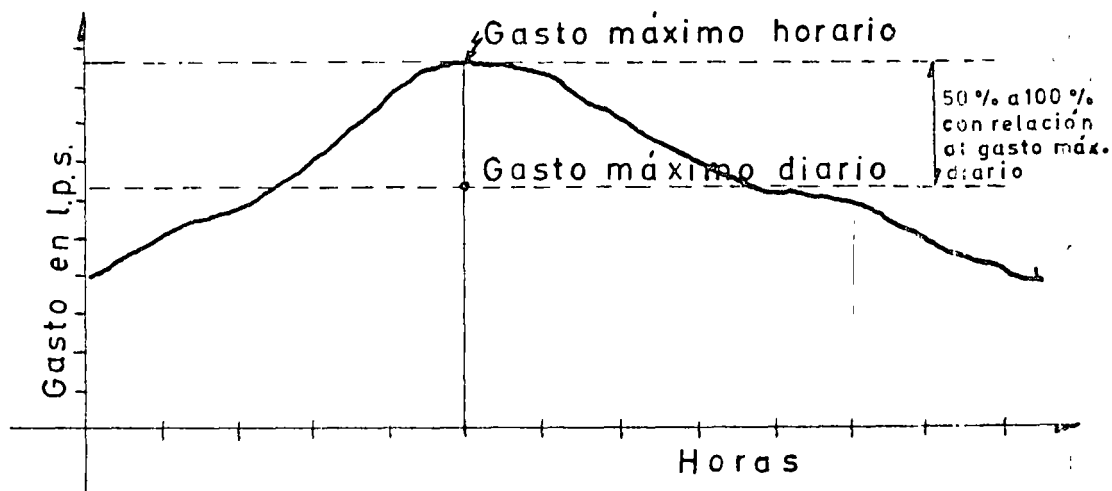
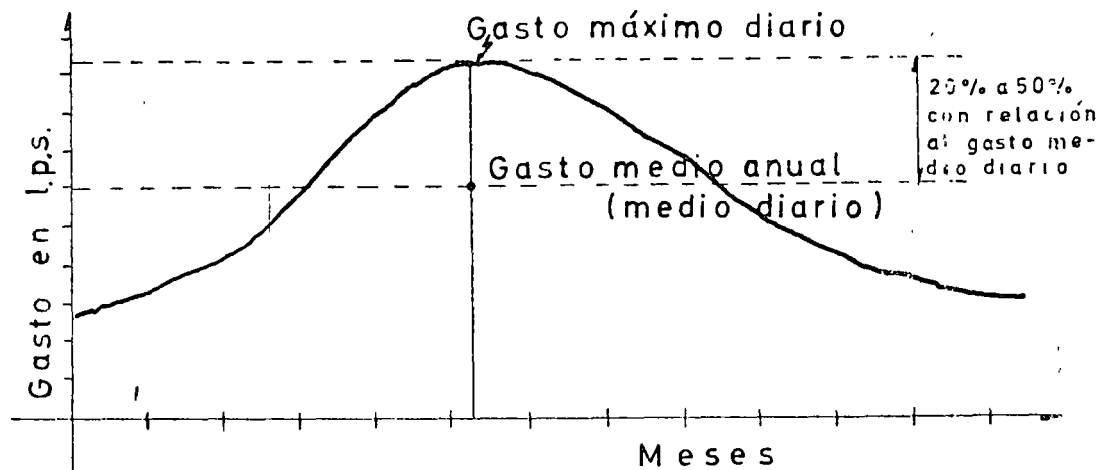
DETALLE "A"

NOTA . -
EN OCASIONES PODRA REQUERIRSE
DE PLANTA POTABILIZADORA Y ES
TACIONES DE BOMBEO.



ABASTECIMIENTOS DE AGUA
POTABLE.-VARIACIONES DE CONSUMO.

ANEXO B



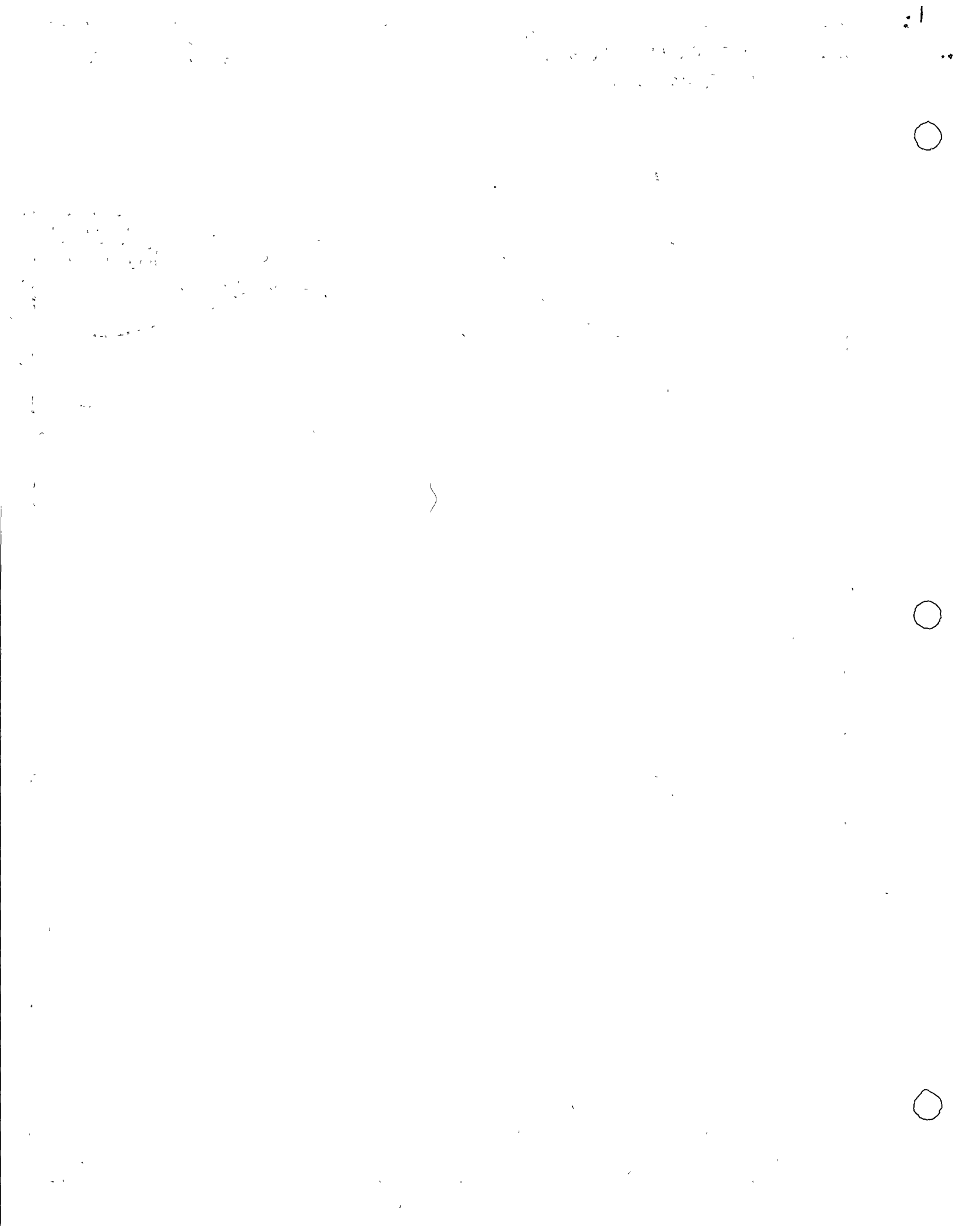
$$Q_{\text{medio diario}} = \frac{\text{pob. proy} \times \text{dotación}}{86400} = \text{l.p.s.}$$

$$Q_{\text{máx. diario}} = Q_{\text{medio dia.}} \times \text{coef. de variación diaria} = \text{l.p.s.}$$

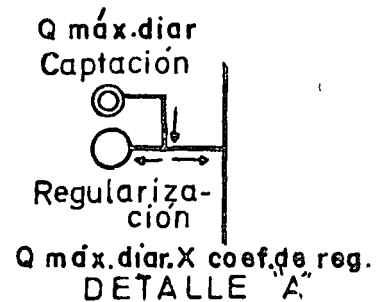
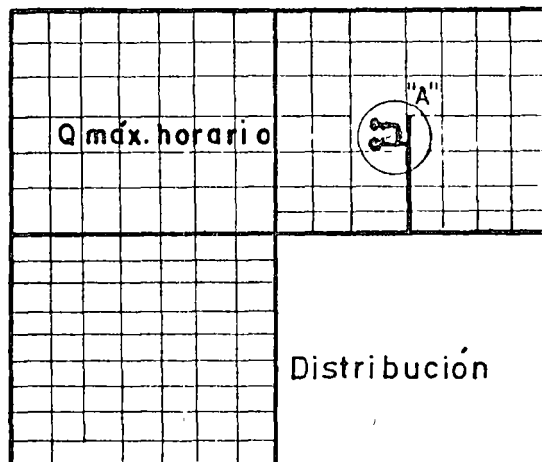
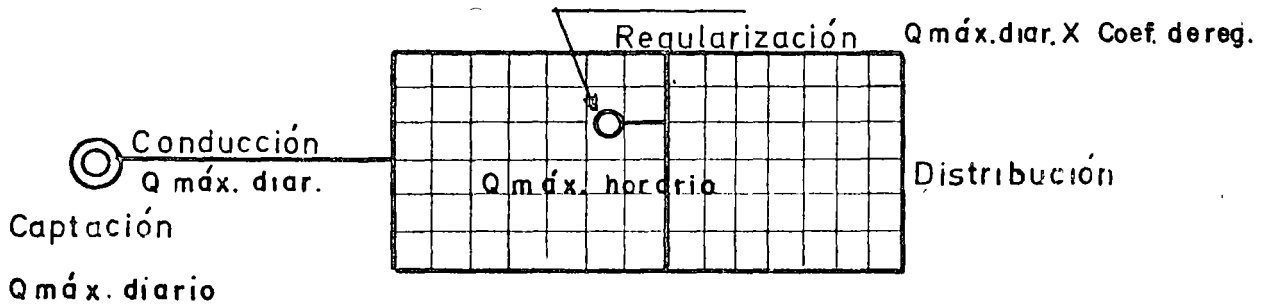
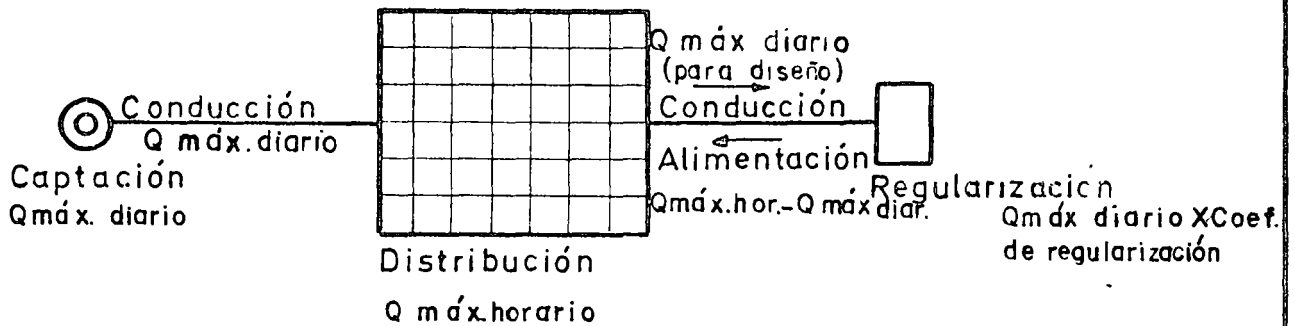
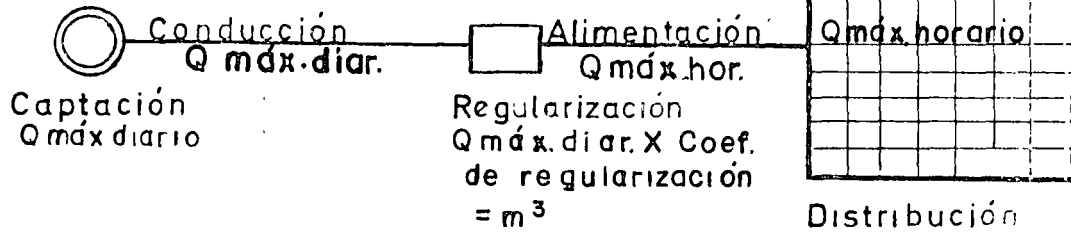
$$Q_{\text{max horario}} = Q_{\text{máx diar.}} \times \text{coef. de variación horaria} = \text{lps}$$

NOTA.-
LOS VALORES MAS USUALES PARA LOS
COEFICIENTES DIARIO Y HORARIO SON
1.2 Y 1.5 RESPECTIVAMENTE.

formó:ing Guillermo cortés hdez.



ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE—DISPOSICION DE LAS OBRAS. CAUDALES DE DISEÑO



NOTA . - EN OCASIONES PODRA REQUERIRSE DE PLANTA POTABILIZADORA Y ESTACIONES DE BOMBEO.

CONFIDENTIAL
SECRET

CONFIDENTIAL

CONFIDENTIAL
SECRET

SECRET

SECRET

SECRET

SECRET

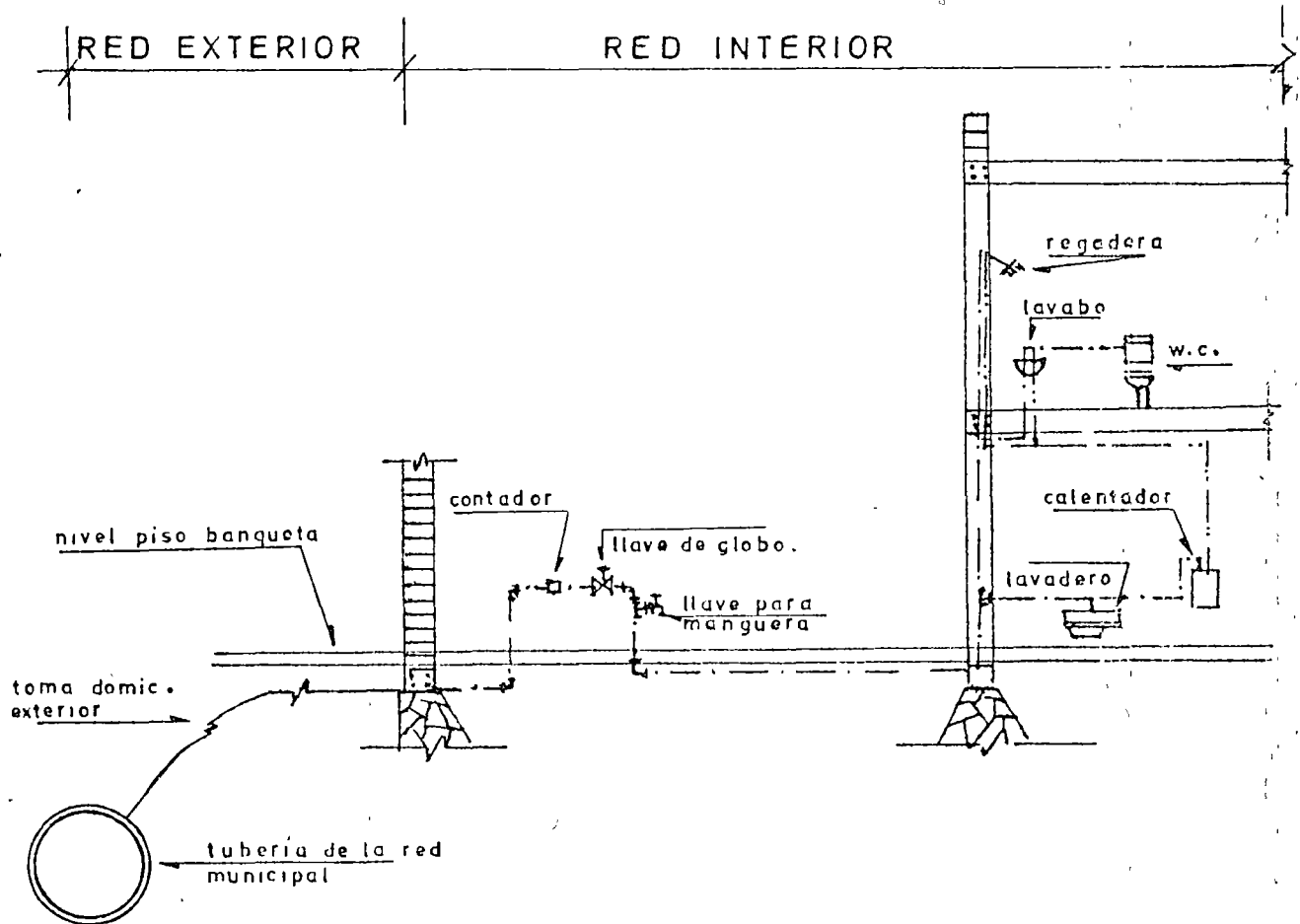
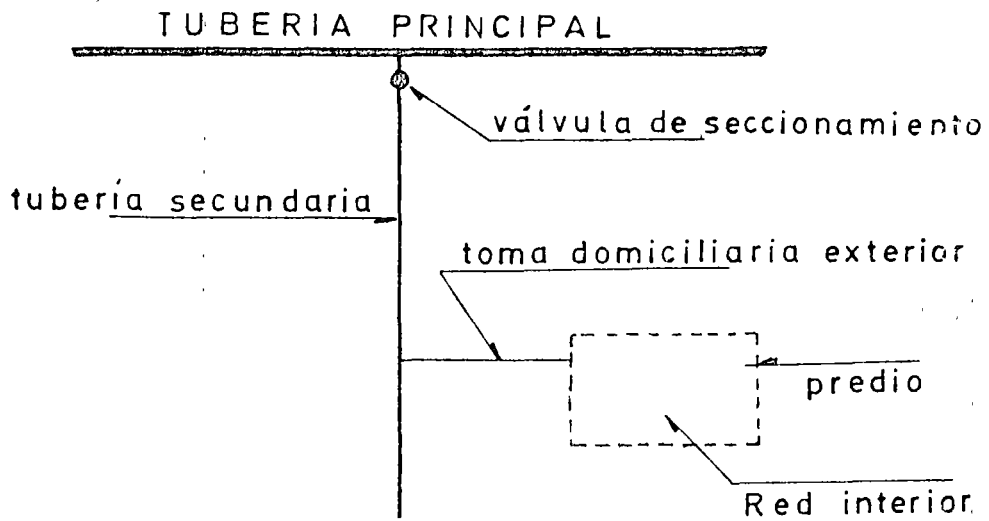
SECRET

SECRET

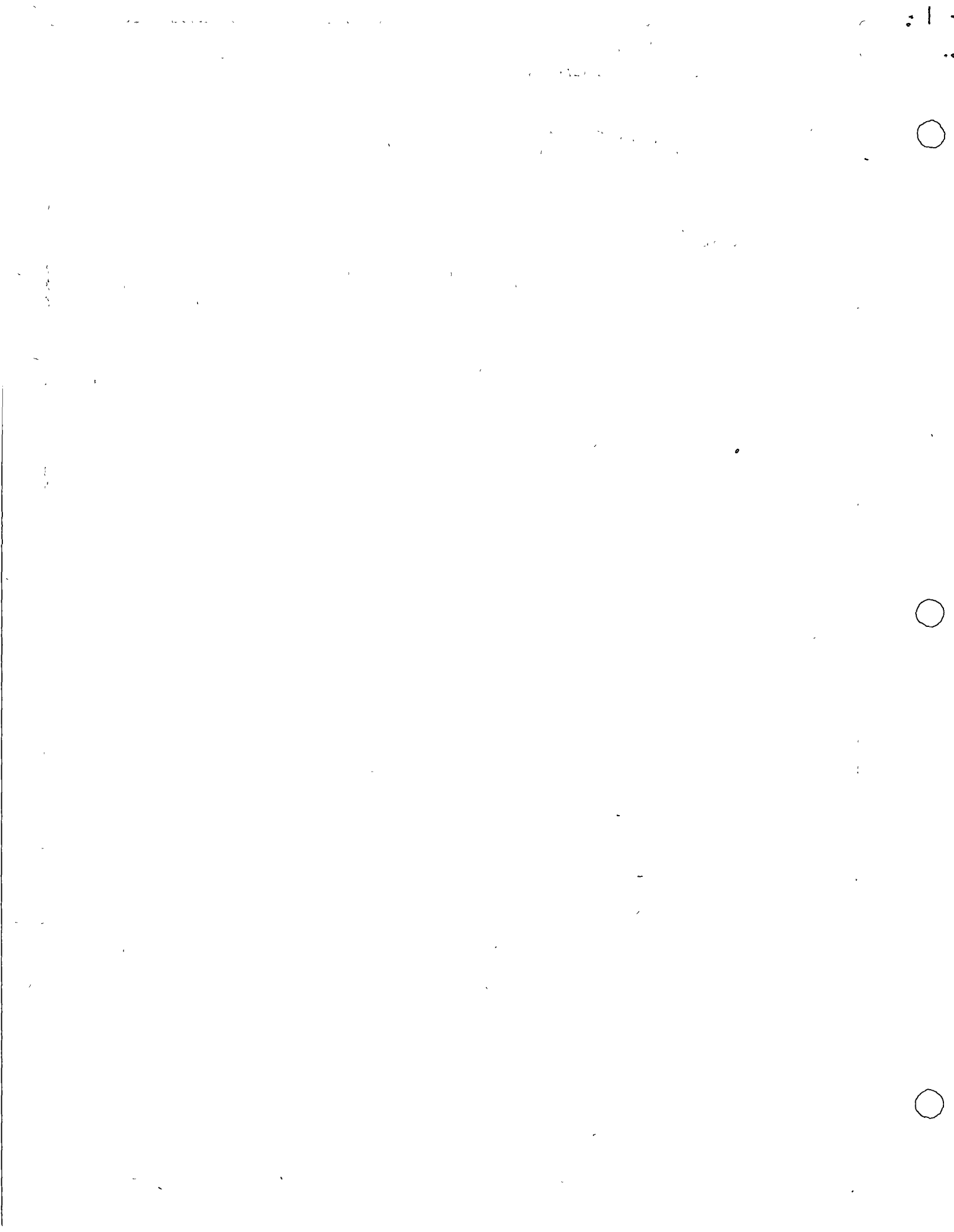
SECRET

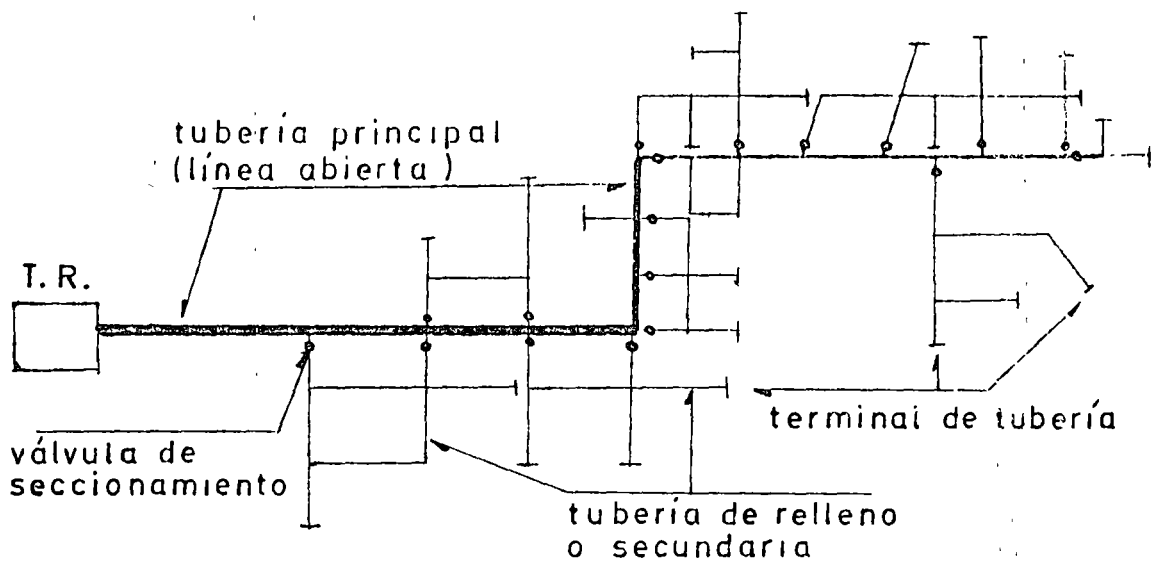
ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE
PARTES QUE INTEGRA LA RED DE DIS-
TRIBUCION.

ANEXO D

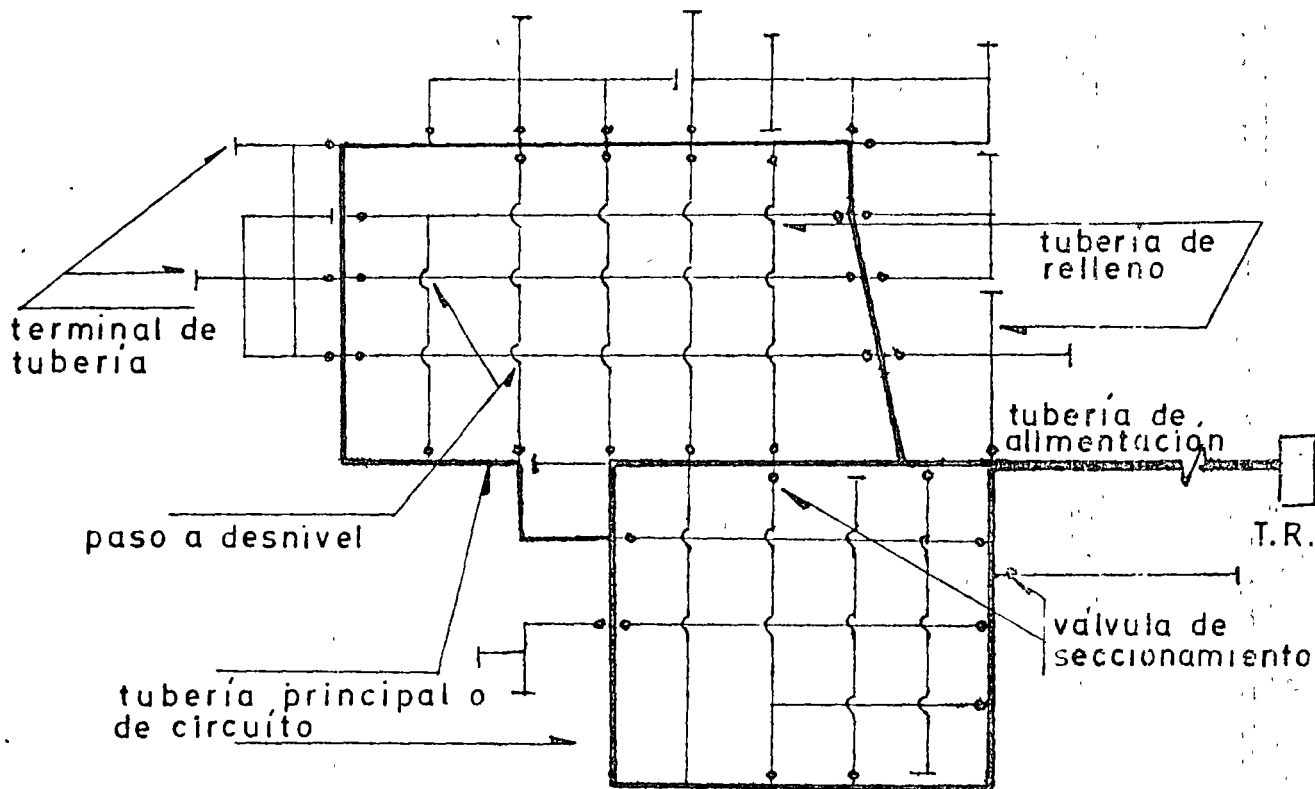


formó ng guillermo cortés hernández





RED ABIERTA O DE RAMIFICACIONES SUCESIVA.



RED CERRADA, DE CIRCUITOS O DE CIRCULACION CONTINUA

1950

1950

1950

1950

1950

1950

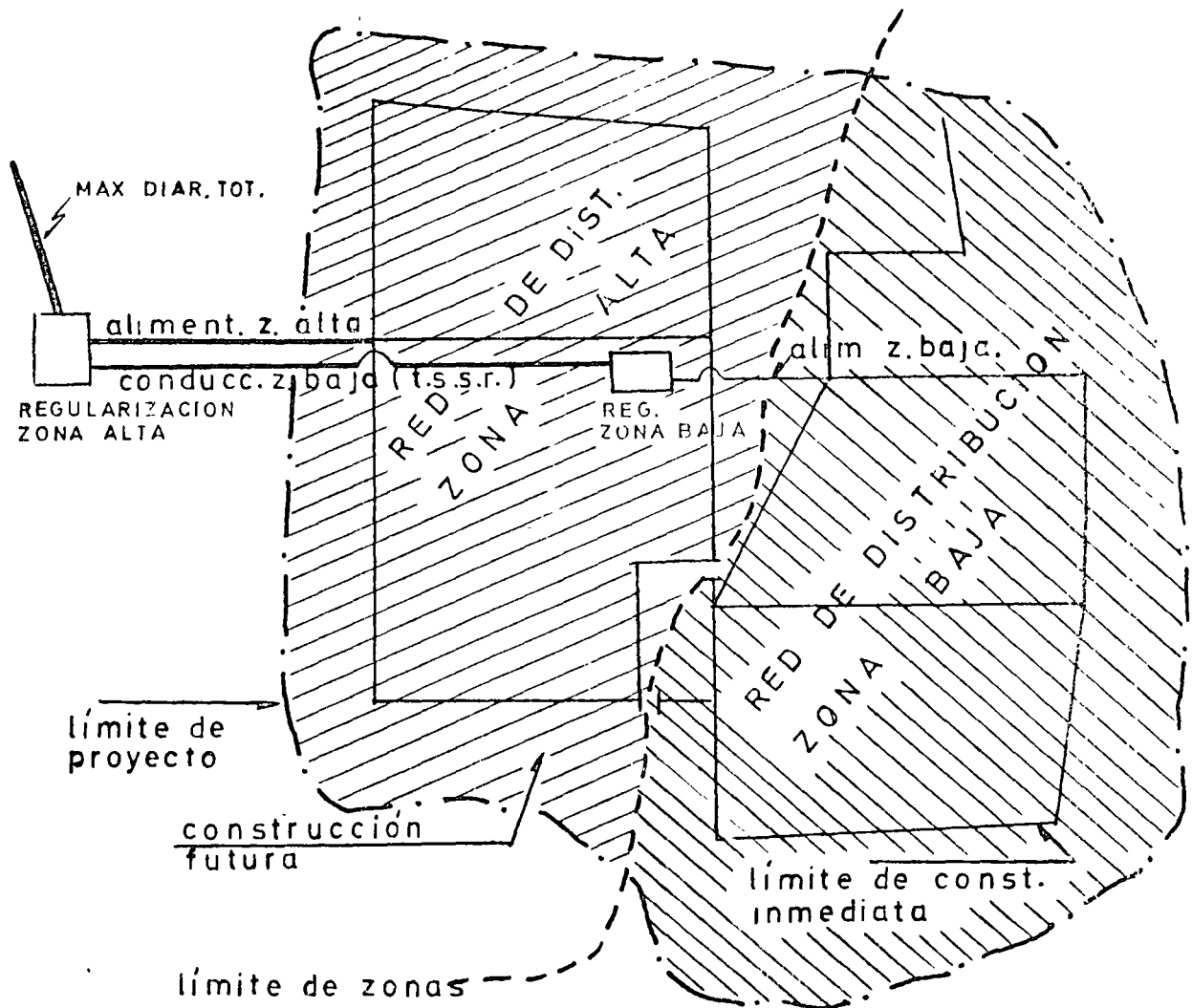
1950

1950

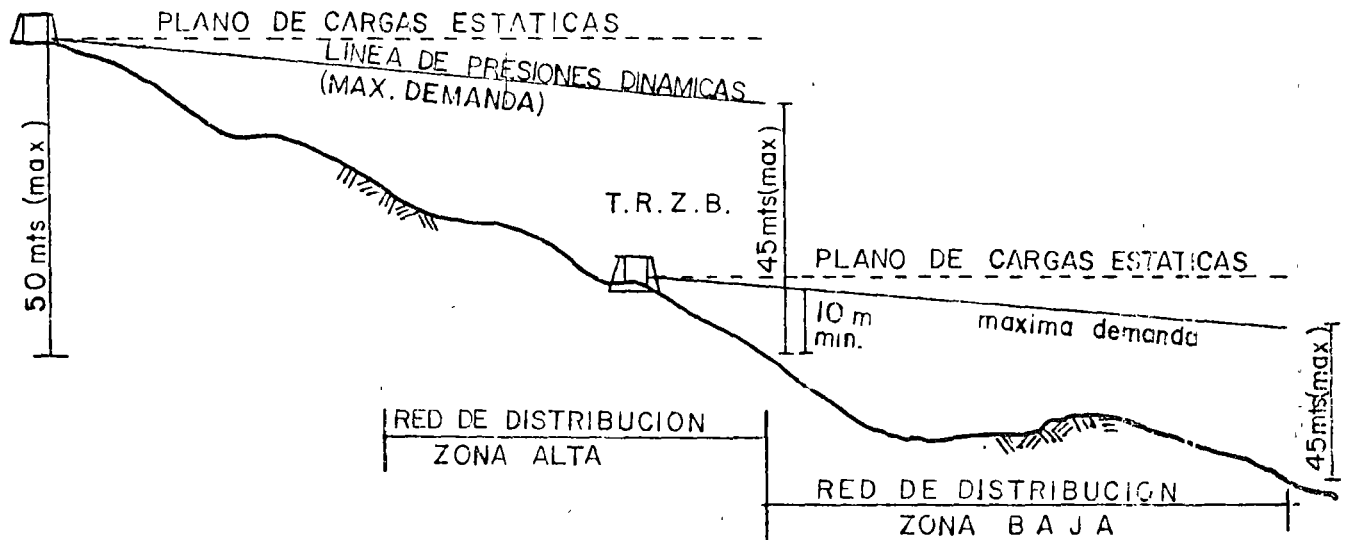
1950

ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE TIPOS DE REDES DE DISTRIBUCION.

ANEXO E (cont.)



T.R.Z.A.

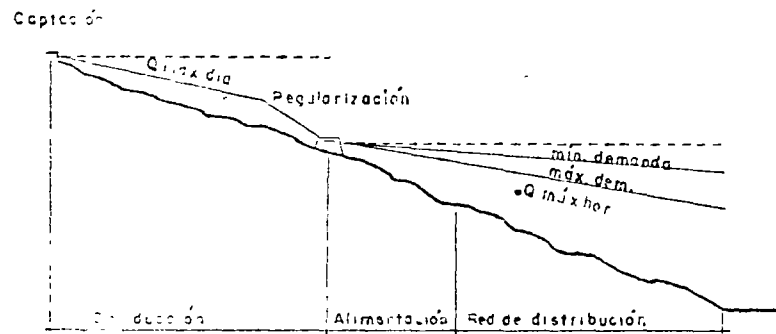


1950
1951
1952

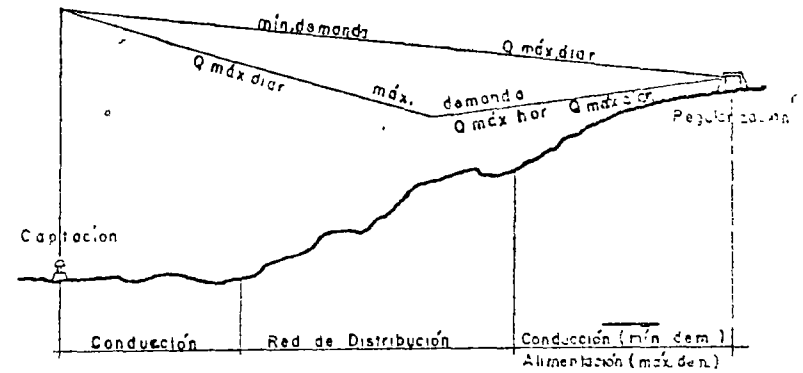


ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE FORMAS DE DISTRIBUCION

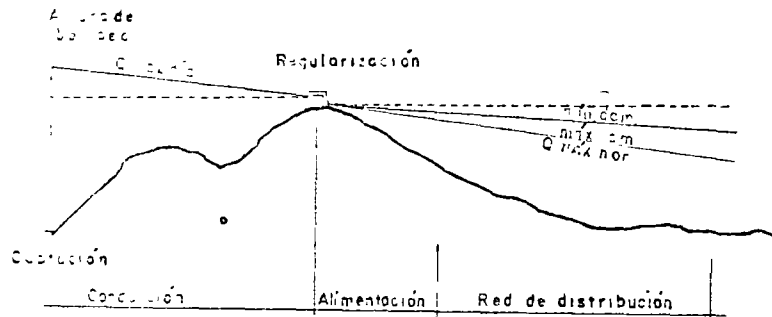
ANEXO F



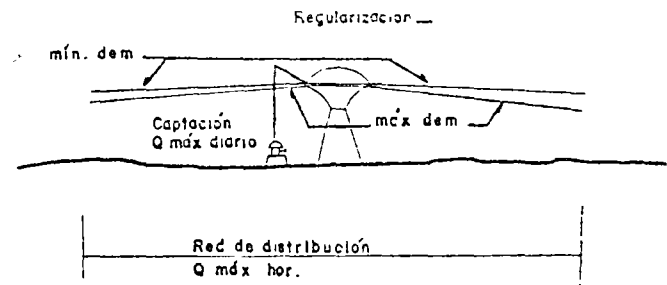
SISTEMA GRAVEDAD AL TANQUE Y A LA RED



SISTEMA BOMBEO A LA RED CON EXCEDENCIAS AL TANQUE.



SISTEMA BOMBEO AL TANQUE Y GRAVEDAD A LA RED



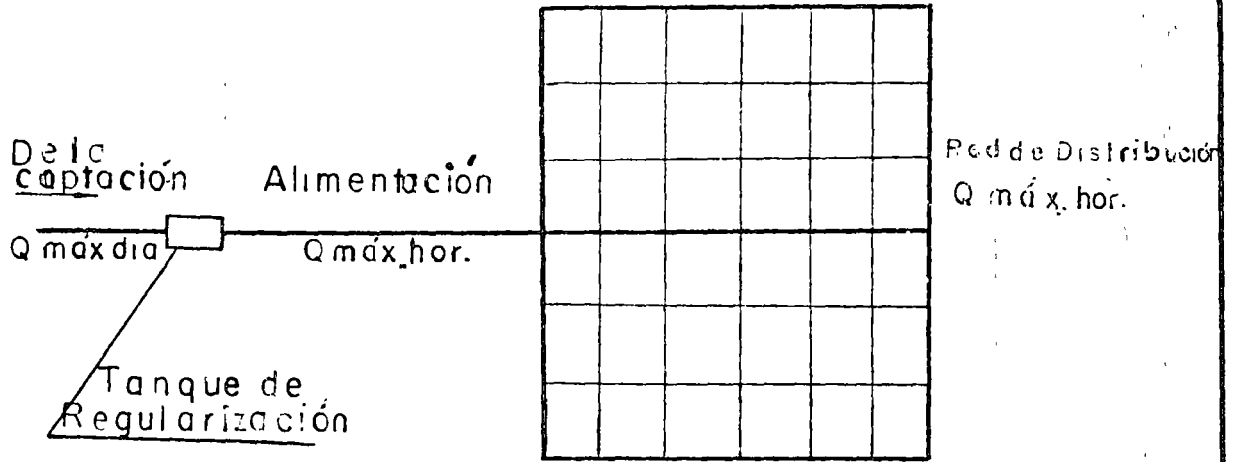
SISTEMA BOMBEO AL TANQUE Y GRAVEDAD A LA RED.

Formo. Ing. Guillermo Cortés Hdez

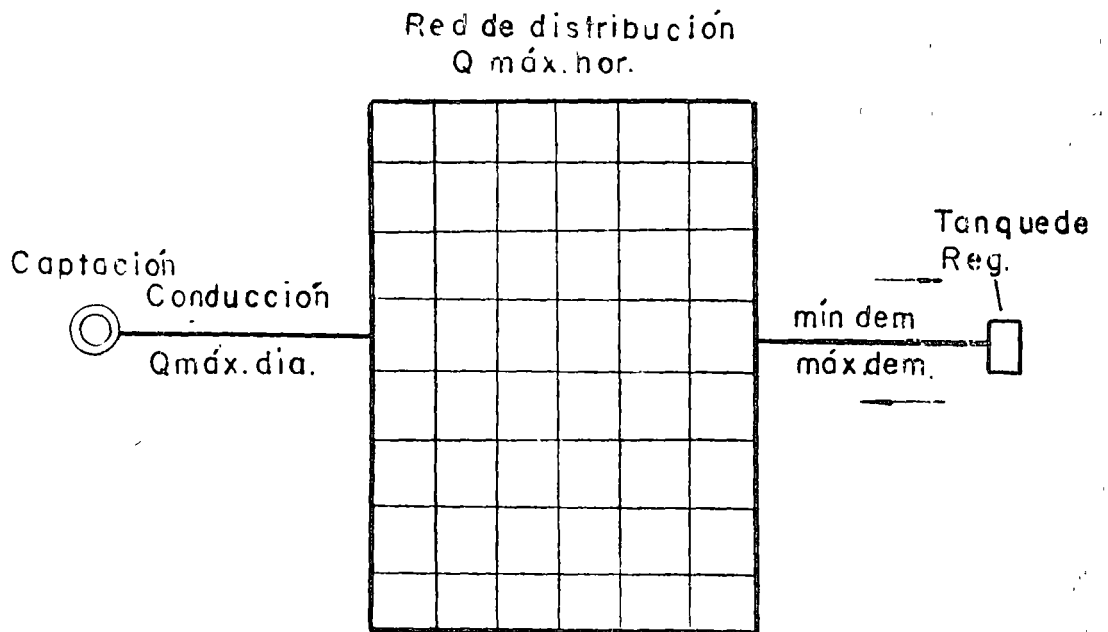
100



LOCALIZACION DEL TANQUE
CON RELACION A LA RED.



RED CON TANQUE ALIMENTADOR



RED CON TANQUE DE EQUILIBRIO

1950

1951

1952

1953

1954

1955

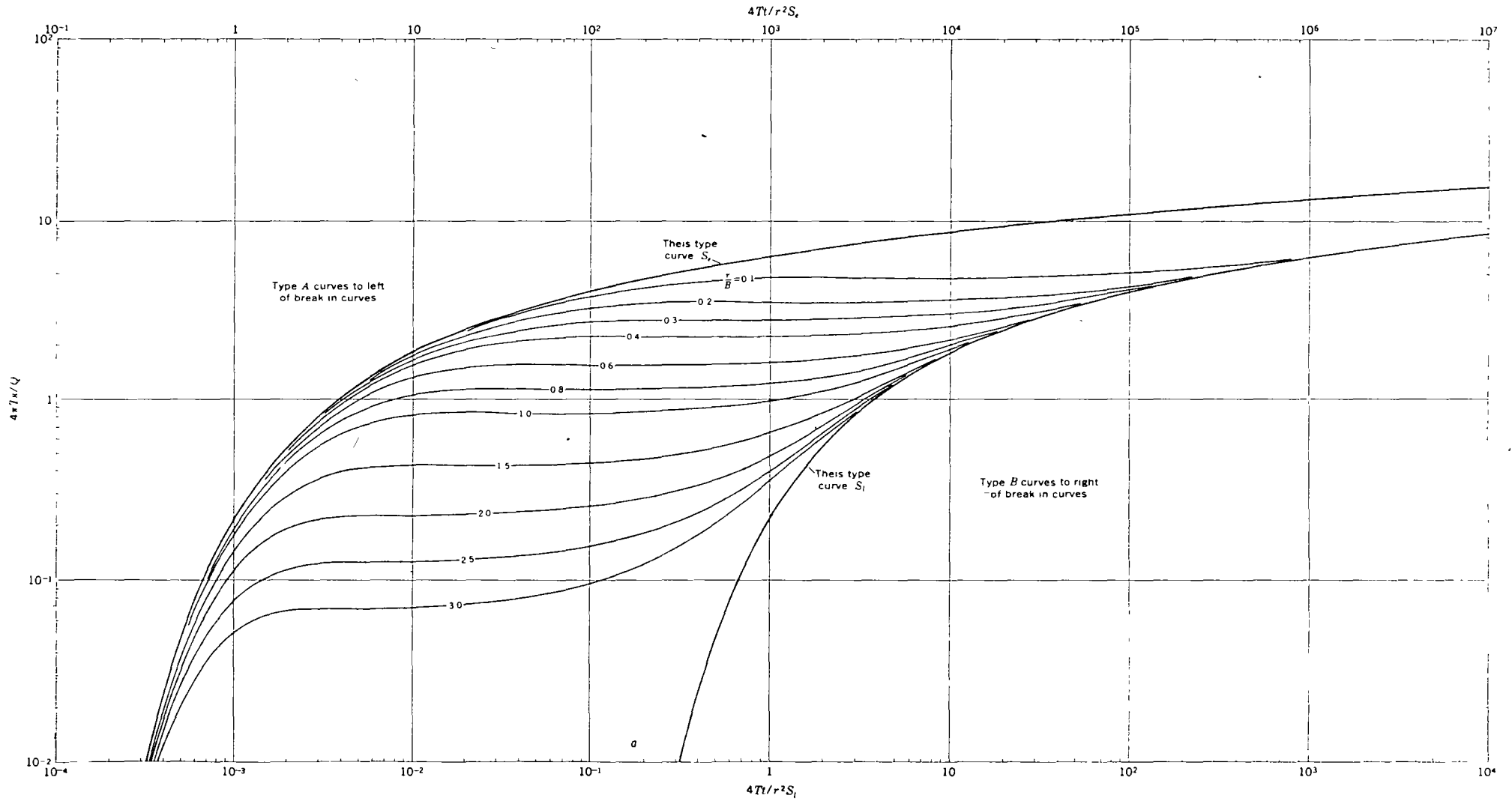
1956

1957

1958

1959

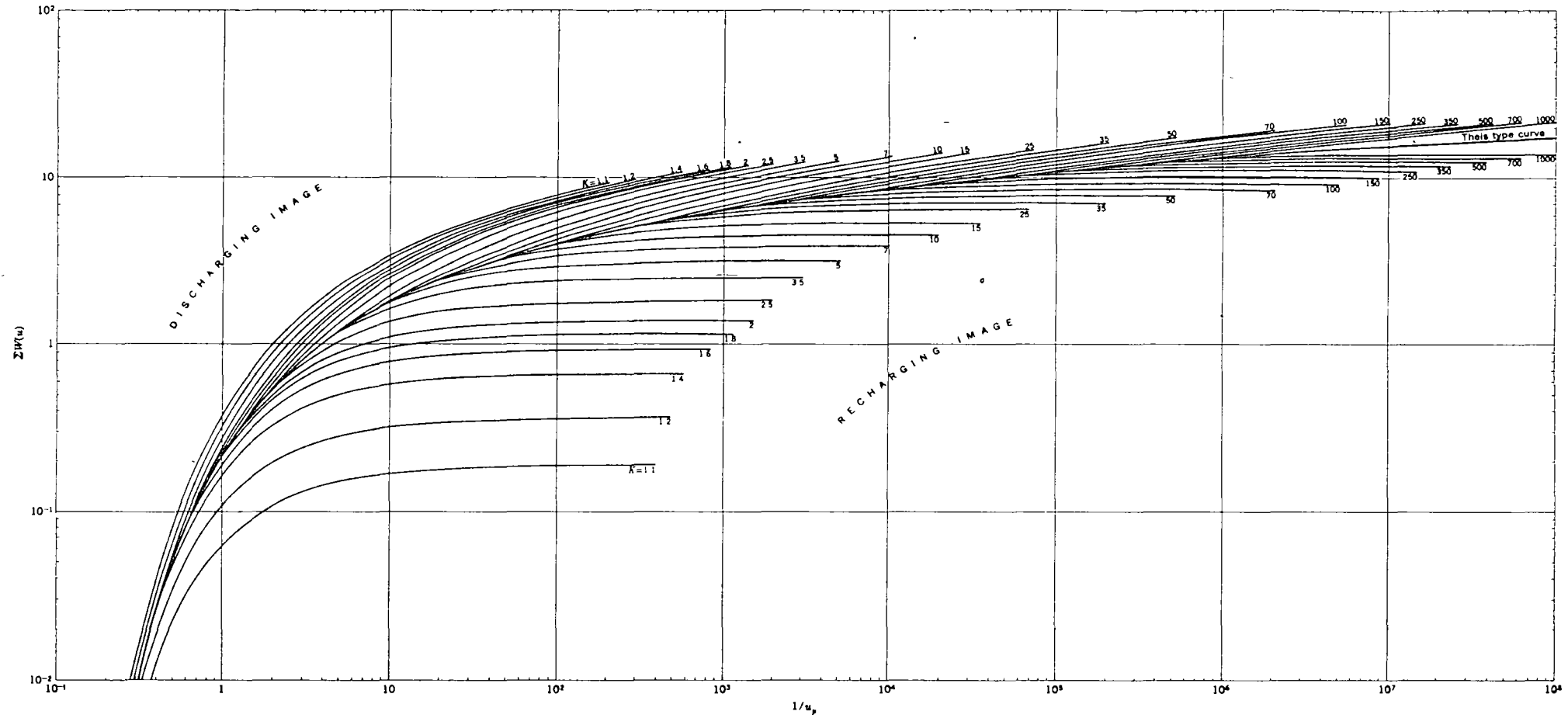
1960



DELAYED-YIELD TYPE CURVES

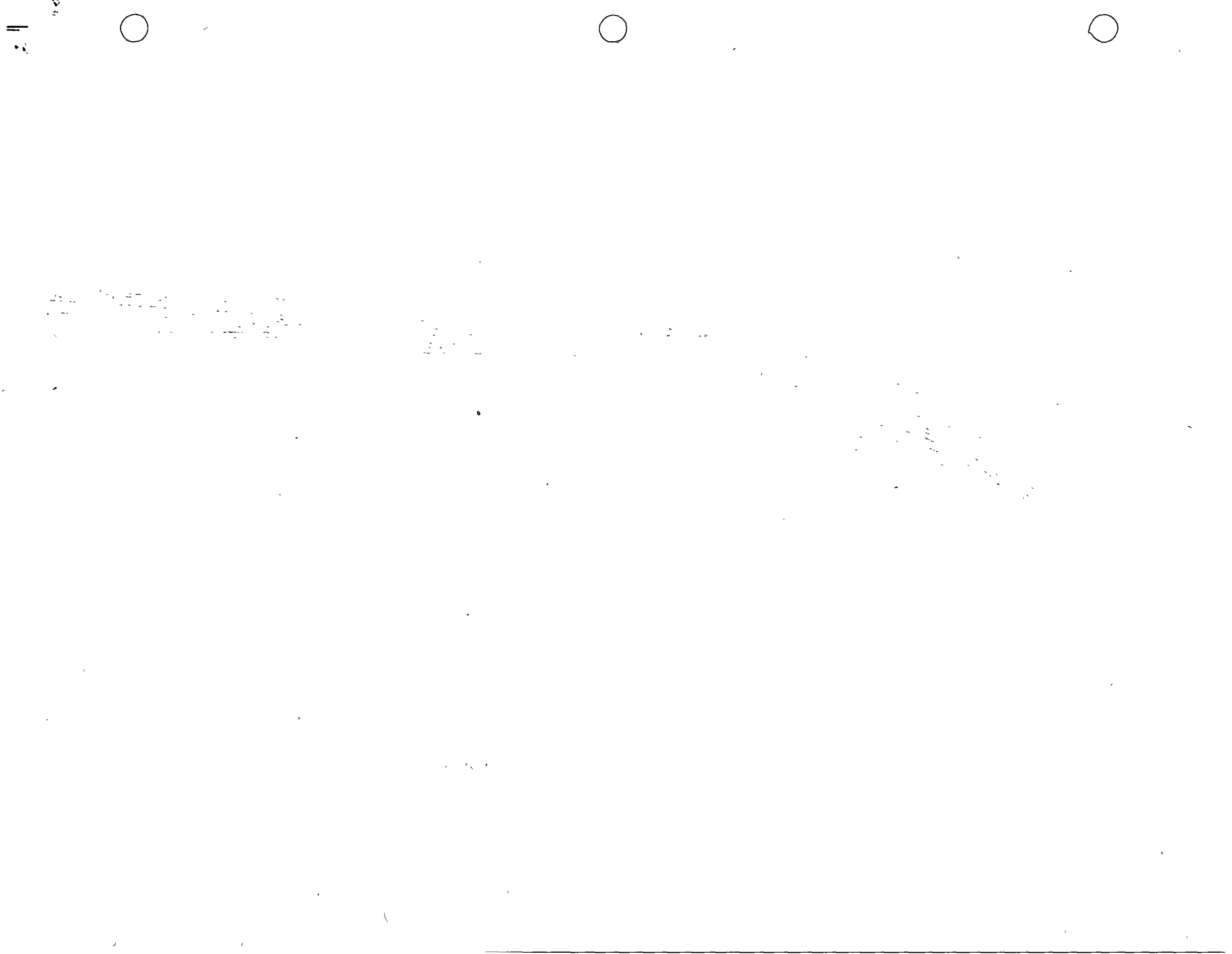
After Boulton(1963 fig 1)

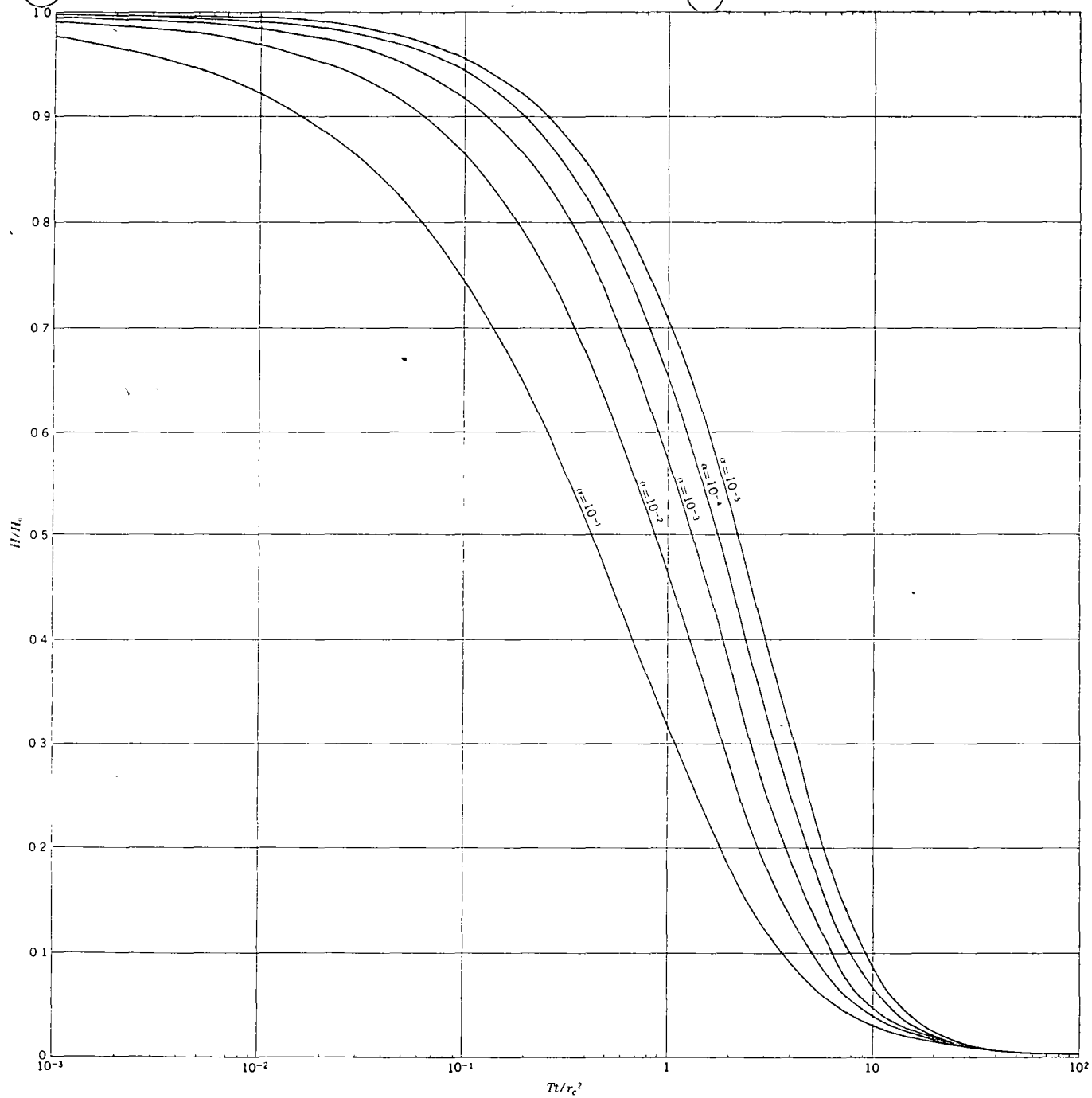




LOGARITHMIC PLOT OF $\Sigma W(u)$ VERSUS $1/u_p$

After Stallman (1963b, Pl. 3)

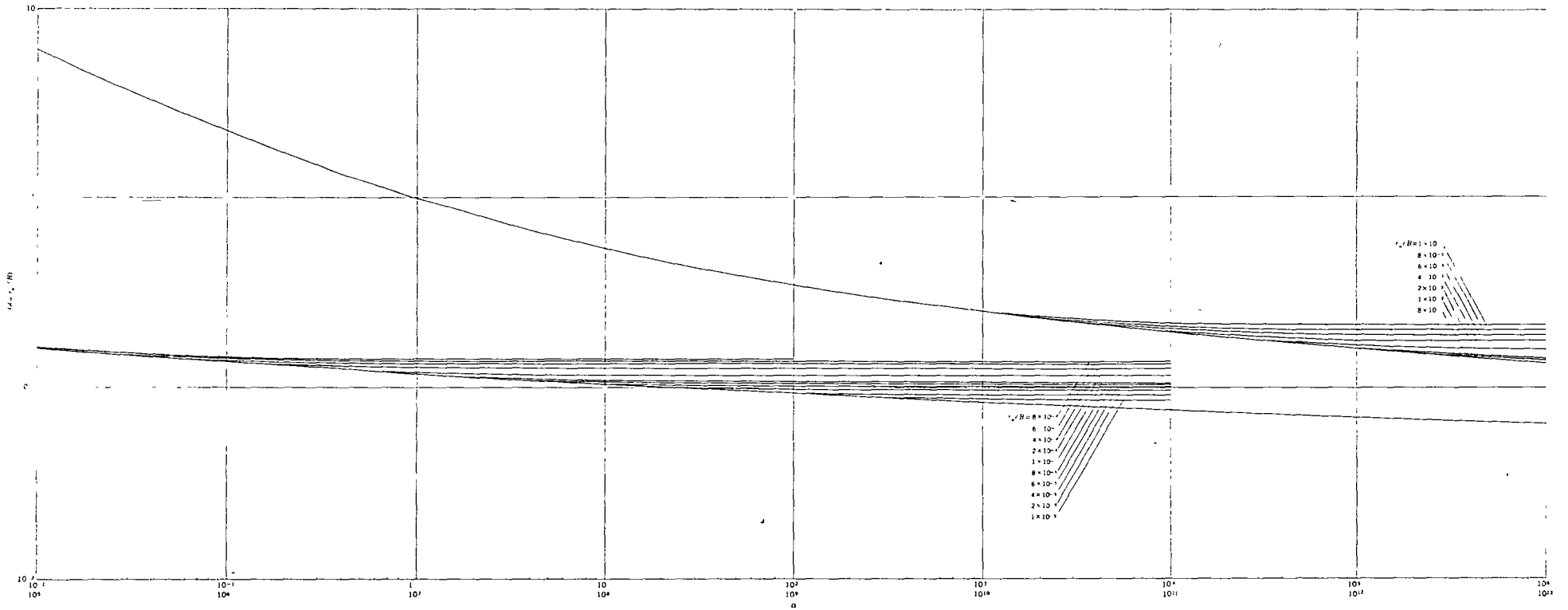




TYPE CURVES FOR H/H_0 VERSUS Tt/r_c^2 FOR FIVE VALUES OF α

After Cooper Bredehoeft and Popadopolus (1967 table 1)

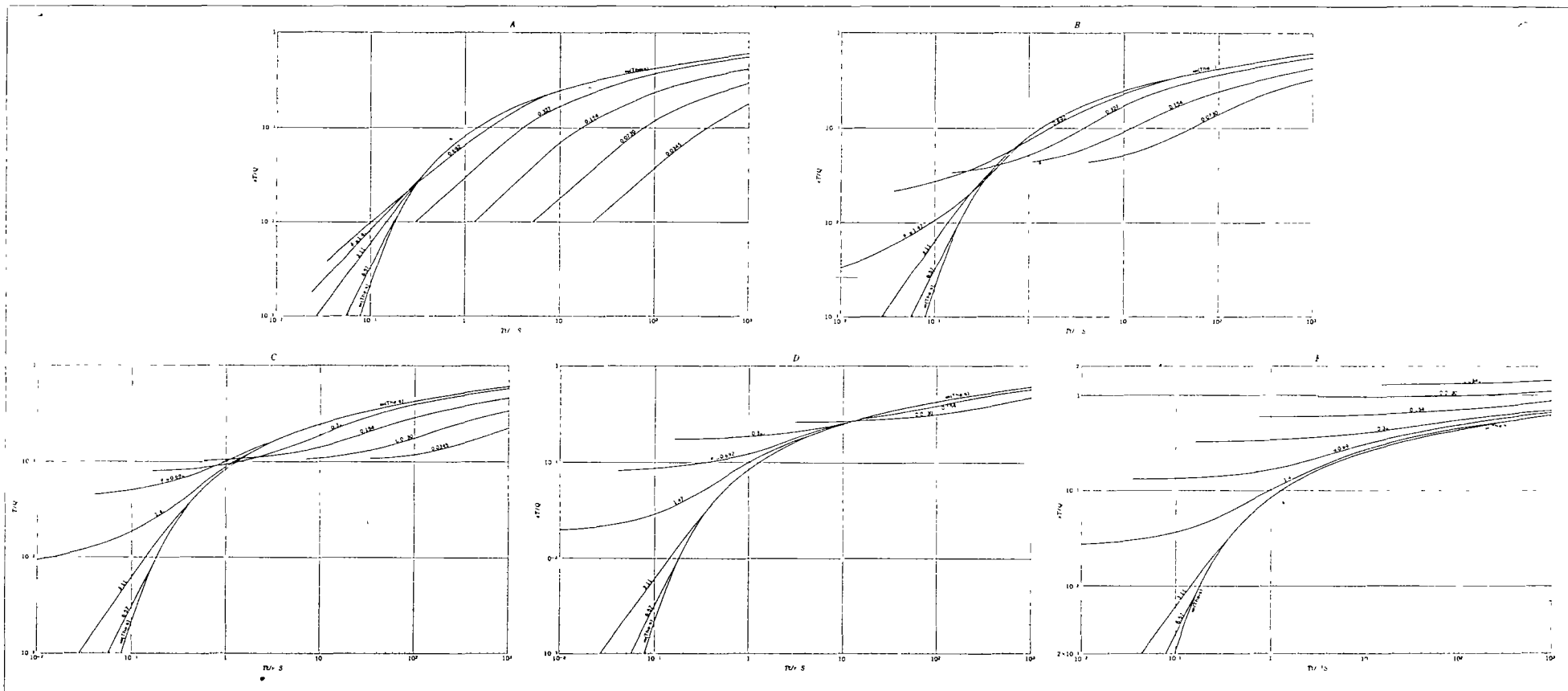




LOGARITHMIC PLOT OF α VERSUS $G(\alpha, r_w/B)$

After Walton (1962, p. 4)



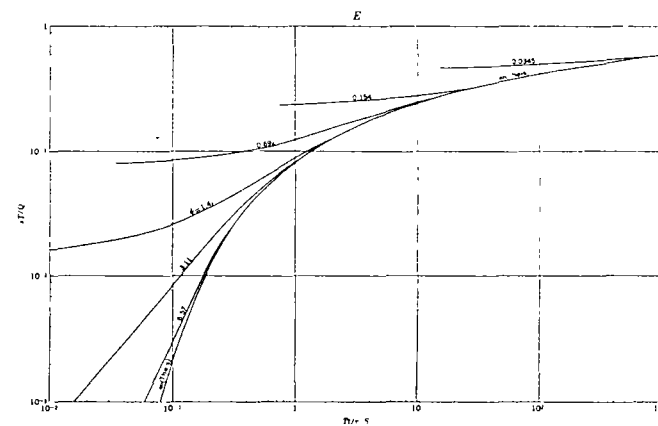
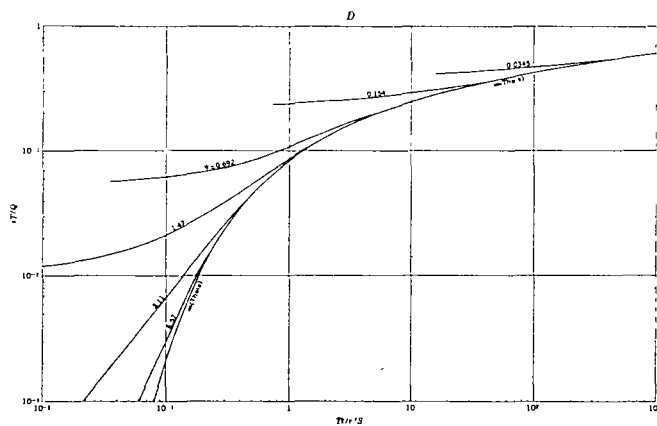
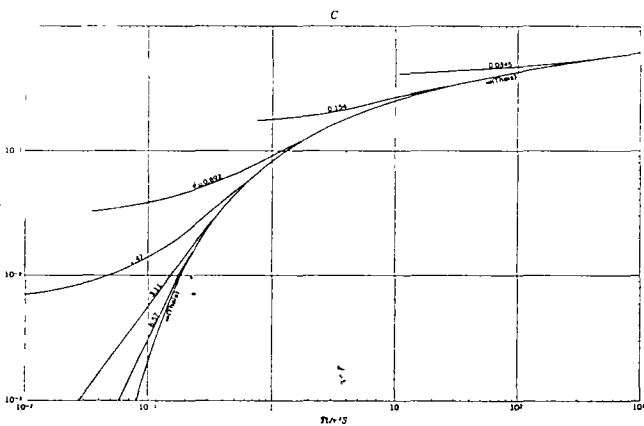
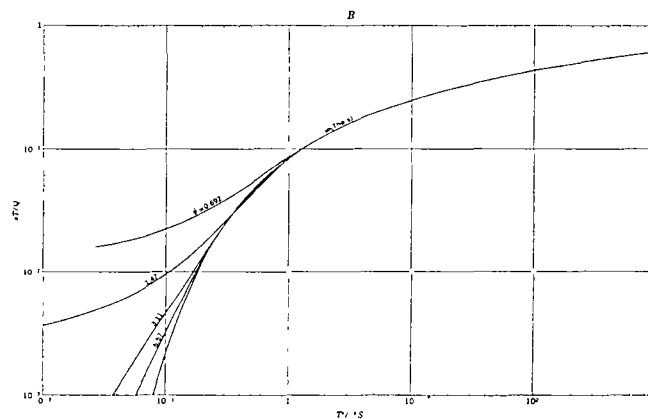
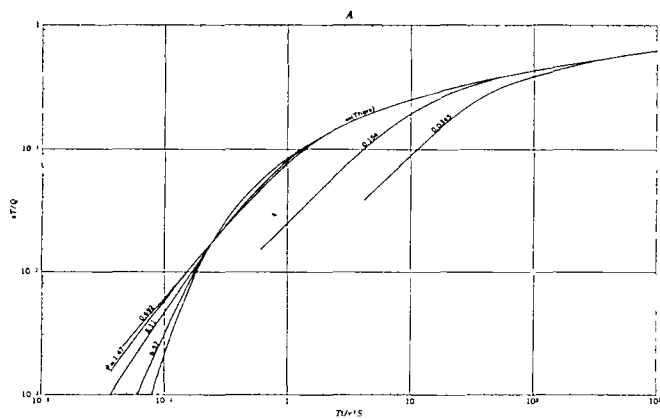


CURVES SHOWING NONDIMENSIONAL RESPONSE TO PUMPING A WELL PENETRATING THE BOTTOM THREE-TENTHS OF THE THICKNESS OF AN UNCONFINED AQUIFER

The observation well in A is at 10 ft (at the water table); B at 100 ft; C at 1000 ft; D at 10000 ft; E at 100000 ft (at the base of the aquifer). For the values of r to 100 ft. 21 After Bauman (1965, p. 12).

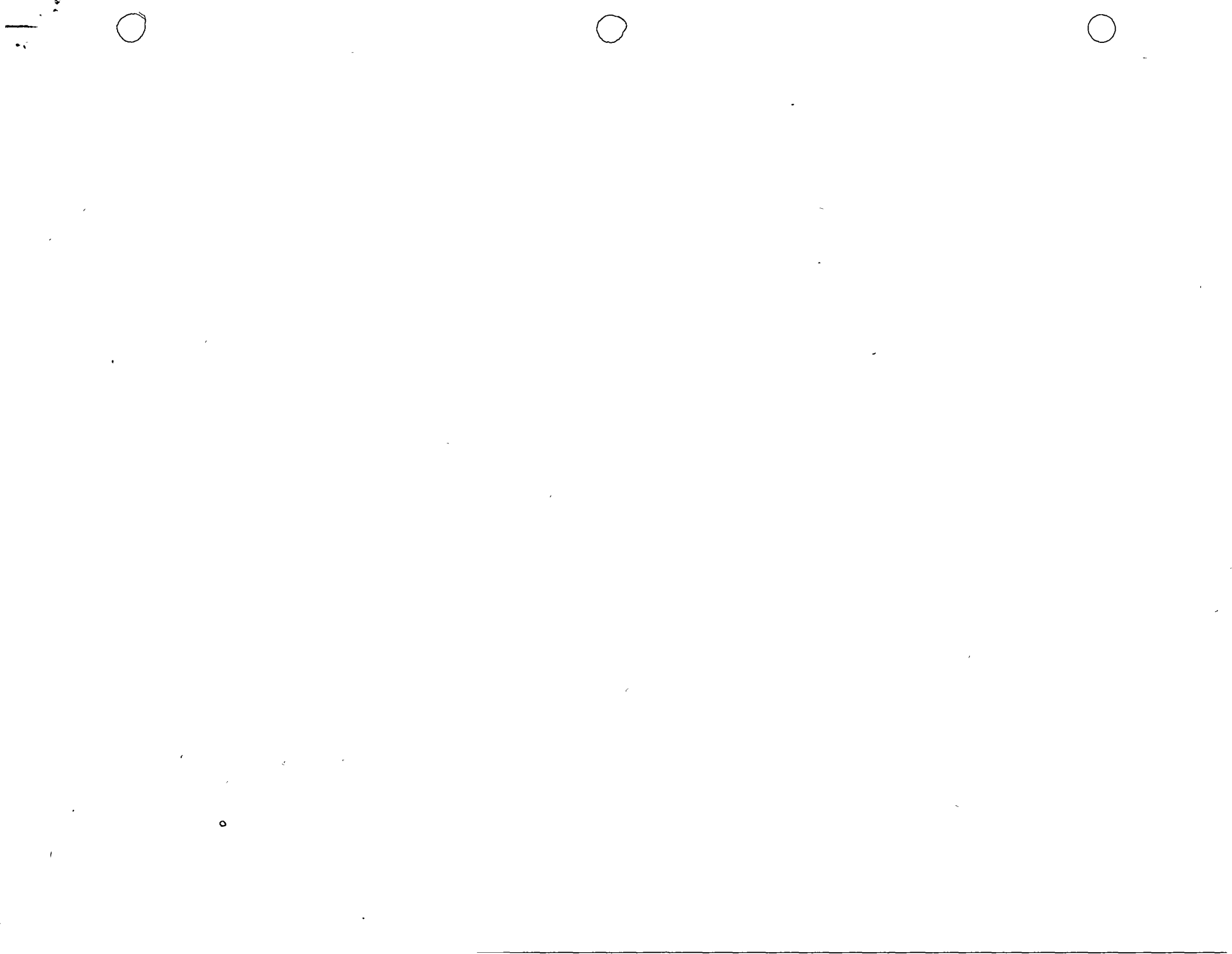
1

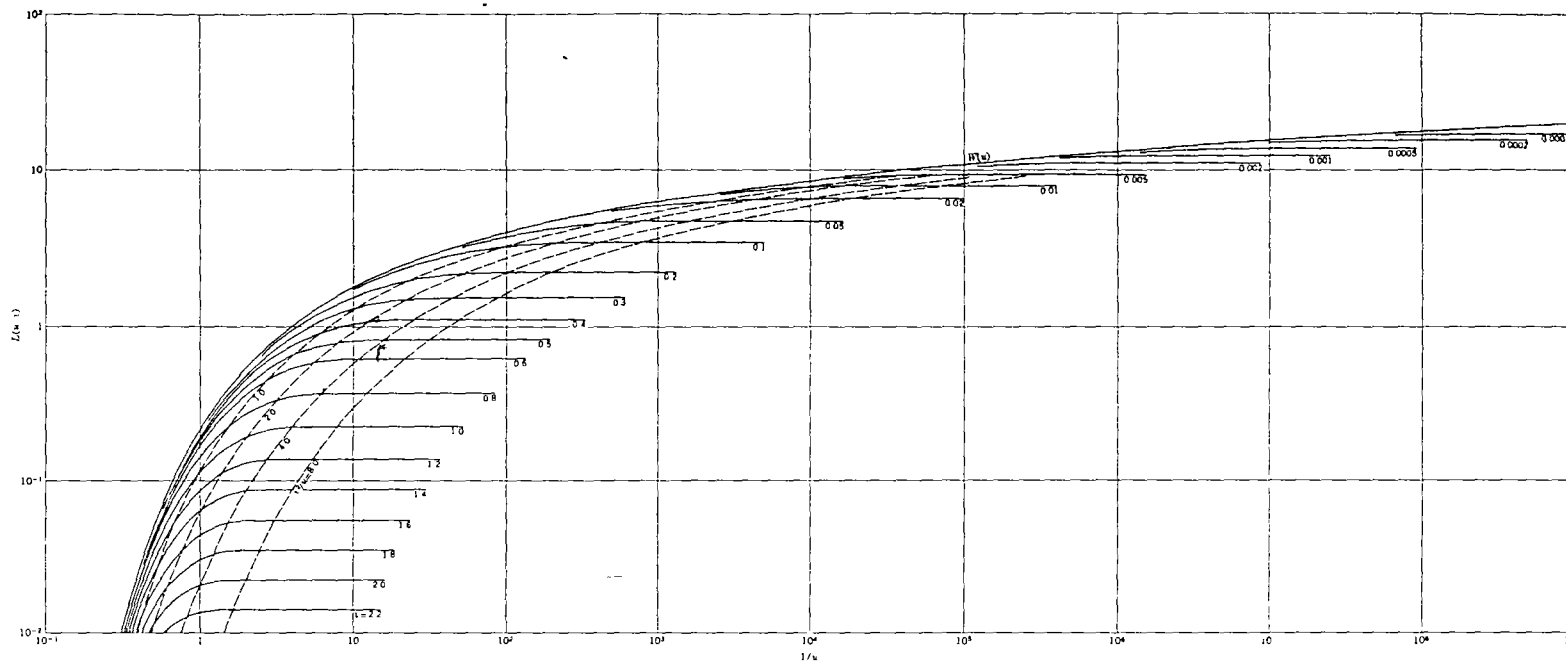




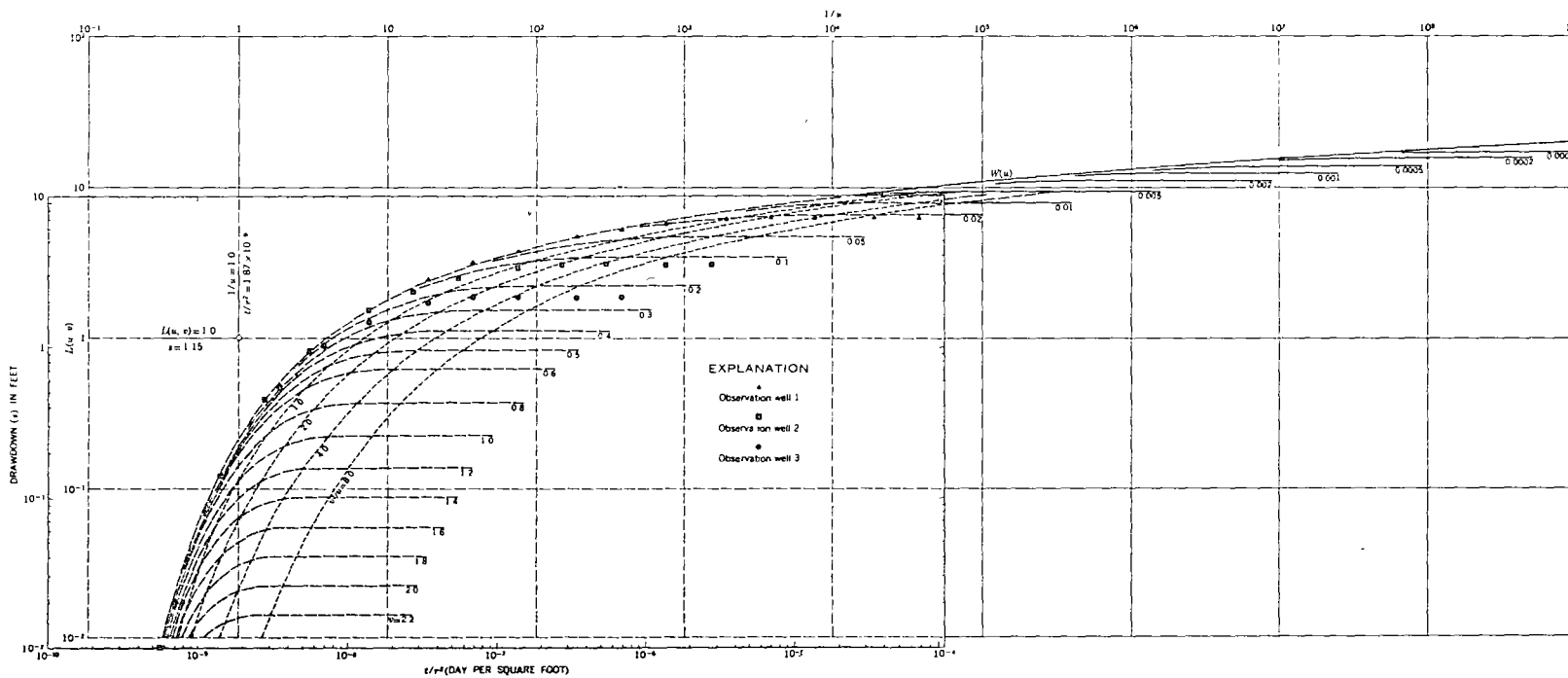
CURVES SHOWING NONDIMENSIONAL RESPONSE TO PUMPING A FULLY PENETRATING WELL IN AN UNCONFINED AQUIFER

The observations were made at a well in the water table, B at a depth of 100 ft, C at a depth of 100 ft, D at a depth of 100 ft, E at a depth of 100 ft. For the relation of r^2 to h see Fig. 21. After Steffensen 1933, Fig. 10.



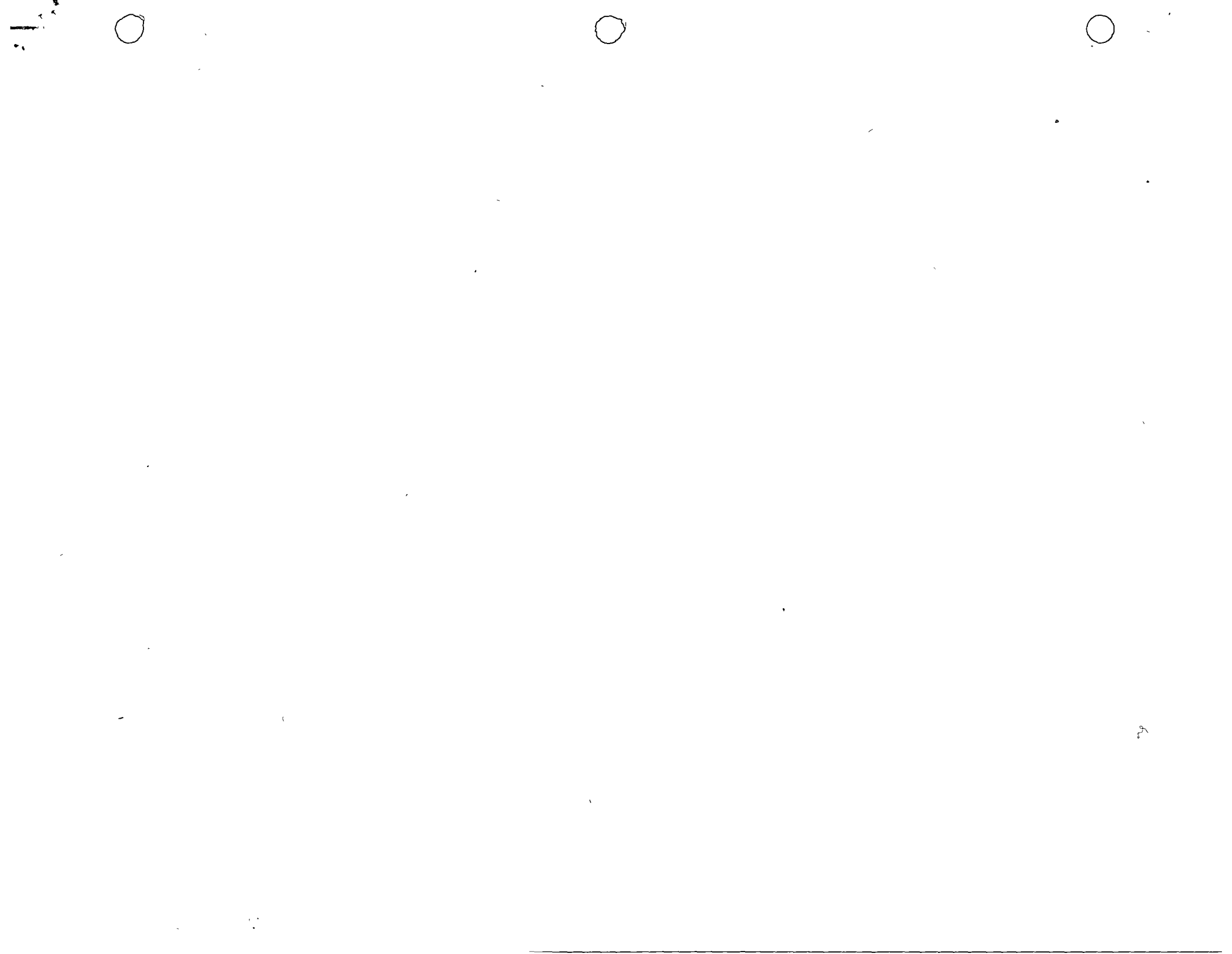


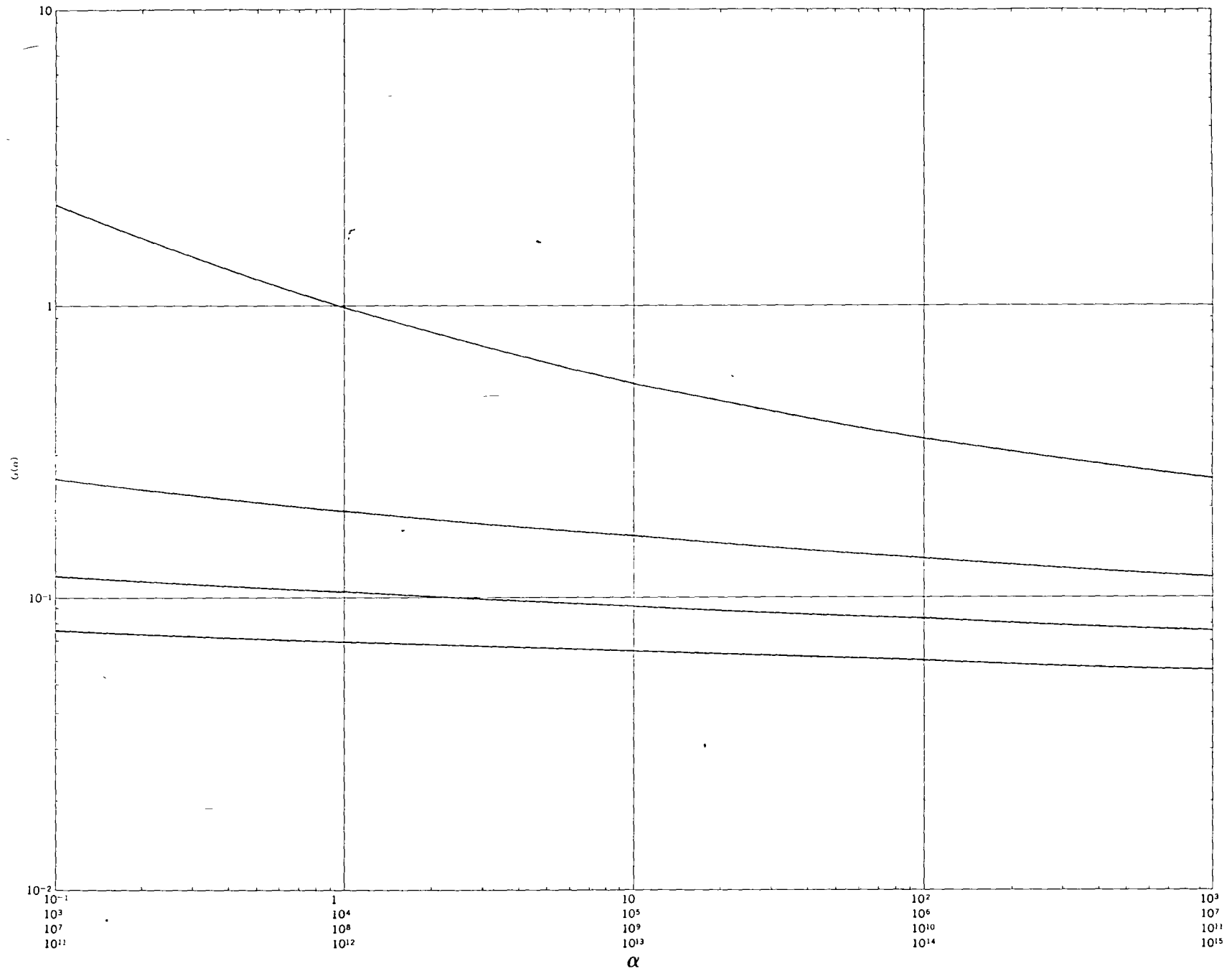
A TYPE CURVES



B DATA PLOTS SUPERPOSED ON TYPE CURVES

TWO FAMILIES OF TYPE CURVES FOR NONSTEADY RADIAL FLOW IN AN INFINITE LEAKY ARTESIAN AQUIFER



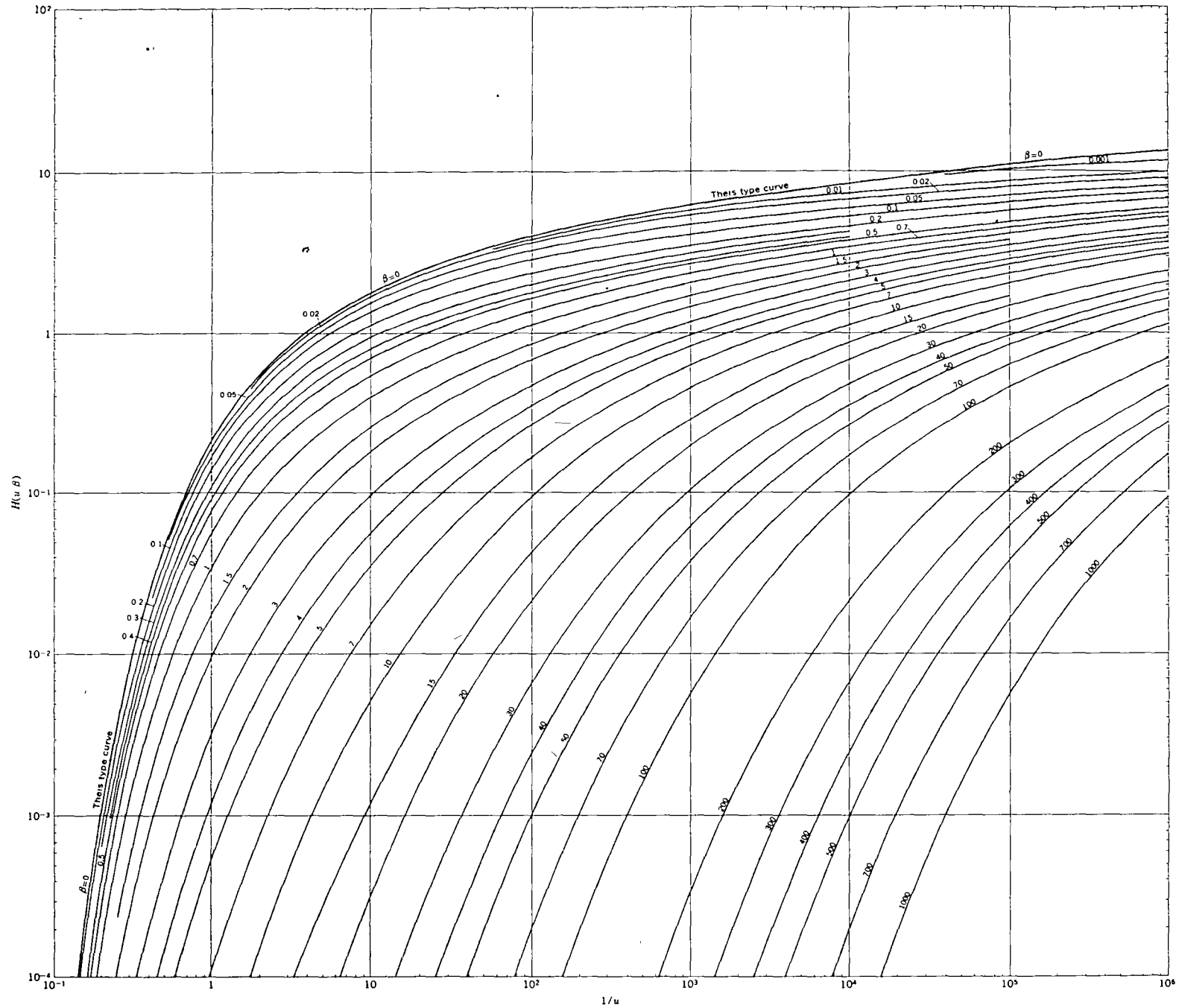


LOGARITHMIC PLOT OF α VERSUS $G(\alpha)$

After Jacob and Lohman (1952, fig 5)

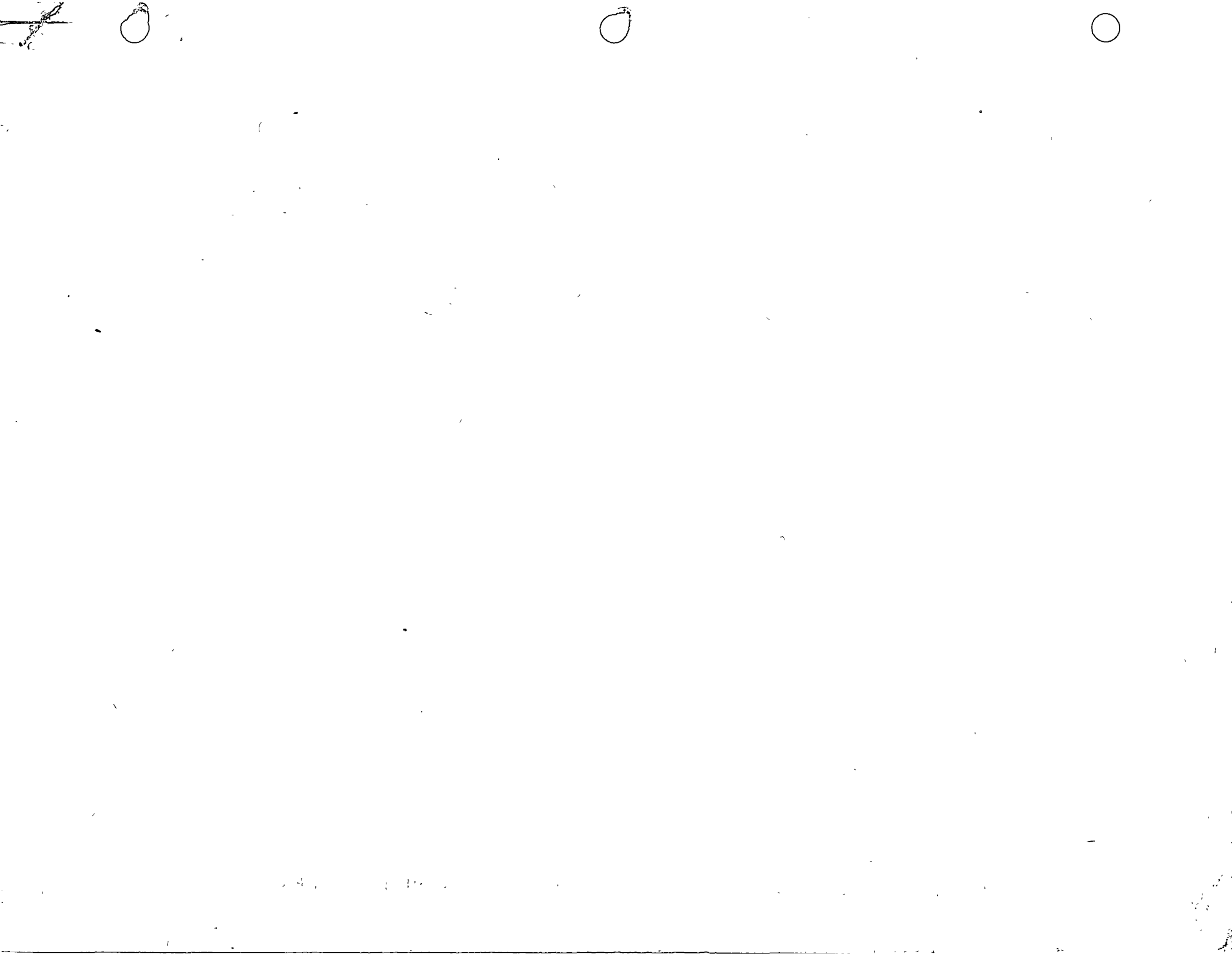
2
4





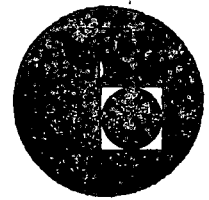
FAMILY OF TYPE CURVES FOR $1/u$ VERSUS $H(u, \beta)$, FOR VARIOUS VALUES OF β

After E J McClelland (unpub data 1961)





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



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE



ING. JESUS ROBLES LAGUNA

Handwritten text at the top of the page, possibly a title or header, including a small symbol on the right.



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE

TEMA III .--

ING. JESUS ROBLES LACUNA

OBRAS DE REGULARIZACION Y ALMACENAMIENTO.

1.- GENERALIDADES:

1.1.- Objetivo.- El objetivo es familiarizar y establecer las características principales que deben reunir los dispositivos de recepción de agua, para que proporcionen un servicio eficiente bajo normas estrictas de higiene y seguridad; con un costo mínimo en la inversión y mantenimiento.

1.2.- Capacidad.- La capacidad, estará definida por los consumos ó necesidades de -- -- cada población por servir; las poblaciones pueden ser:

- a) Poblaciones rurales
- b) Poblaciones urbanas
- c) Zonas industriales
- d) Zonas turísticas.

a).- Poblaciones rurales.- En este tipo de poblaciones se construirán solamente -- depósitos de regularización para cubrir sus demandas.

b).- Poblaciones urbanas.- Estas poblaciones tendrán invariablemente depósitos de regularización y/ó almacenamiento para cubrir demandas contra incendio ó interrupción de energía eléctrica.

c).- Zonas industriales.- Estas zonas generalmente se abastecen con aguas crudas -- y las obras de regularización ó almacenamiento lo hace cada industria de acuerdo con sus necesidades.

La calidad de las aguas para uso industrial no reúnen las condiciones de potabilidad que se requiere para el consumo doméstico, ya que el tratamiento lo -- hacen los mismos industriales de acuerdo con el uso que le dan.

d).- Zonas turísticas.- En estas zonas se dará el volumen de regularización y un -- volumen adicional para almacenamiento contra incendios, interrupción de energía eléctrica y demandas extraordinarias que se presentan durante la época -- de máxima concentración turística.

.1.3.- Selección y localización.- La selección y localización de los depósitos, - está en función del volumen, de las características topográficas, geológicas y arquitectónicas del lugar. Su forma geométrica armonizará con la arquitectura local siempre que sea factible.

Quando se tenga topografía muy accidentada en la zona de distribución, de preferencia se localizarán los depósitos en elevaciones naturales en la - proximidad de la población, de manera que la diferencia de nivel entre el piso del tanque con respecto al punto más bajo por servir sea de 50 m. - columna de agua y con respecto al punto más alto sea de 8 á 20 metros.

Quando la topografía de la población sea sensiblemente plana, se utilizarán tanques elevados metálicos ó de concreto con alturas de torre de 10 á 20 - metros; también se podrán construir tanques superficiales debidamente localizados y dar presiones en la red mediante equipos de bombeo programados - siempre y cuando se haga el estudio económico de esta alternativa comparada con la tradicional de tanques elevados.

La zona probable para la construcción de tanques, deberá satisfacer las condiciones siguientes:

- a) Se escogerá el sitio que ofrezca mejores condiciones geológicas para que el desplante tenga la excavación mínima.
- b) Que la resistencia del terreno sea tal que no tenga que construirse una - cimentación especial.
- c) Que la amplitud del terreno permita disponer de suficiente espacio para - ampliaciones posibles así como para las instalaciones de válvulas y medidores, conexiones de entrada, salida, desfogue y demás.
- d) Cuando se requieran instalar piezas de gran tamaño y peso, deberá haber - espacio para la maniobra por medio de gruas y vehículos.
- e) La configuración del terreno, deberá permitir un fácil desalojo de las - de lavado y demás sin perjudicar las zonas que lo circundan.
- f) Deberá estudiarse detenidamente la localización del camino de acceso - al tanque, para conducir los materiales de construcción primeramente y posteriormente para la operación, mantenimiento y conservación.

g) También habrá espacio suficiente para permitir alojar equipos de bombeo y cuartos ó casetas de desinfección.

h) Los tanques deben quedar protegidos sanitariamente y bien ventilados, procurando levantar bardas ó cercas con malla de alambre en todo el perímetro del terreno que se haya seleccionado.

i) Debe adquirirse inmediatamente el terreno donde se alojará el tanque y demás estructuras conexas. Para evitar especulaciones posteriores con el terreno.

1.1.4.- Número de depósitos.- El número de depósitos está regido por la alimentación de la red de distribución (una entrada ó varias), por las características topográficas del terreno de la población, y por el estudio óptimo de diámetros en las líneas de alimentación y tuberías principales de la red de distribución.

1.1.5.- Altura de agua.- La altura del agua varía con los materiales empleados en la construcción de los depósitos y el precio del terreno; el tirante de agua tiene una altura de 2.50 á 6 m. y en circunstancias especiales hasta de 10 m.

2.- TIPOS DE TANQUES: (ver anexo No. 1)

Por condiciones topográficas geológicas, estructurales y económicas, se pueden disponer de los siguientes tipos de tanques:

2.1.- Enterrado.- generalmente este tipo de estructura se empleará en lugares planos y cuando el estudio económico resulte favorable en comparación con los tanques elevados o por cuestiones estéticas.

Cuando se utilicen estos tipos de tanques se colocarán equipos de bombeo encima o al lado en un cárcamo seco dependiendo del tipo de equipo de bombeo utilizado.

2.2.- Semienterrado.- Este tipo de tanques, invariablemente se construyen en lugares cuya topografía es plana o accidentada y depende también del estudio económico respecto a tanques elevados o superficiales mas alejados en donde se tenga un mejor material de cimentación para dicho tanque.

2.3.- Superficial.- Es el tipo más común de tanque que se construye para lugares accidentados donde se tenga elevación natural de terreno suficiente.

2.4.- Elevado.- En lugares planos donde no se disponen de elevaciones naturales de terreno, cercanos a la zona de distribución, se construyen tanques elevados para dar presión adecuada a la red de distribución.

La estructura en este tipo de tanques, se emplea lamina de fierro o concreto reforzado, para el depósito y la torre y una cimentación de concreto reforzado.

Todos los tanques superficiales se construyen de mampostería de piedra, concreto reforzado, presforzado y metálicos; atendiendo a la capacidad del depósito, a los materiales y mano de obra de que se disponen en el lugar.

En los tanques semienterrados se emplean generalmente la mampostería de piedra, el concreto reforzado o presforzado según la capacidad del depósito.

La losa del techo sera impermeable y con una pendiente mínima de 2% para evitar el encharcamiento de agua, terrado y enladrillado.

El diseño estructural de los diferentes tipos de tanques deberán sujetarse a las especificaciones adoptadas por la Dirección de Proyectos de la Dirección General de Agua Potable y Alcantarillados cuyos contenidos están en las normas de:

- a) Reglamento de las construcciones de concreto reforzado del Instituto Americano del Concreto (A.C.I)
- b) Reglamento de las construcciones y de los servicios urbanos del Distrito Federal.

d) Concreto reforzado-Esfuerzos unitarios admisibles

Los datos para el proyecto, con los que se han calculado la mayoría de los proyectos típicos de regulación de la Dirección de Proyectos son:

Carga de ruptura a los 28 días de concreto en piso $f'_c = 1.0$ kg/cm²; en plantilla 90 kg/cm².

Carga de ruptura a los 28 días de concreto en resto.

$f'_c = 175$ kg/cm² con $a/c = 0.642$ ó $f'_c = 210$ kg/cm² con $a/c = 0.576$

Compresión en el concreto en losas y trabes

$f_c = 0.40 \cdot f'_c$

Esfuerzo cortante-sin refuerzo en el alma

0.03 f'_c

Esfuerzo cortante-con refuerzo en el alma

1.32 f'_c

Tensión en el acero de refuerzo principal 2000 kg/cm²

Tensión en el acero de refuerzo en el alma 2000 kg/cm²

Adherencia lecho inferior $2.3 \frac{f'_c}{D}$

D

Adherencia lecho superior $3.2 \frac{f'_c}{D}$

D

$P_g = \frac{A_s}{A_g}$, $P = 0.85 A_g (0.25 f'_c + f_s P_g)$

Carga unitaria por penetración $0.12 f'_c = 16.8$ kg/m²

Adherencia en zapatas de cimentación = $0.0375 f'_c$

Coefficiente de rozamiento de mampostería con terreno
= 0.70

Cálculo de los Tanques con Muros de Mampostería

Para el cálculo de este tipo de muros se consideran:

- 1.- Peso propio del muro, incluyendo el chaflán de concreto.
- 2.- Peso del techo, incluyendo carga viva de 200 kg/m²
- 3.- Empuje debido al sismo.

- 4.- Empuje del agua y su peso sobre el chaflán.
- 5.- Posibilidad de deslizamiento sobre el terreno, en el caso que se juzgue necesario.
- 6.- Esfuerzo máximo sobre el terreno.

Cálculo de los Tanques con Muros de Concreto Reforzado

Las dimensiones del tanque; tanto en planta, como en altura, determinarán el tipo de estructuración, que se requiere para el muro.

- 1.- En cantiliver.
- 2.- Empotrado en su base y apoyado en el extremo de su borde
- 3 - Refuerzo principal horizontal
- 4.- Combinación de 1 y 4 ó de 2 y 4.

En el primer sistema, es prácticamente similar al de los muros de piedra, con la diferencia de que en los de concreto, la dimensión de la zapata se combina con el cálculo del muro.

En el segundo, similar también al primero en cuanto a los elementos que en él intervienen, se forma el apoyo con un saliente vertical hacia abajo de la losa de techo, calculado desde luego para absorber la reacción - del apoyo libre del muro.

El tercer sistema, puede ser con contrafuertes o simplemente como anillos, considerando fajas de 1 a 1.50 metros.

El cuarto sistema se diseñará principalmente con las tablas del - Concreto Information del Portland Cement Association, Chicago III.

Los de este sistema en tanques circulares se calculan también -- con tablas de la misma entidad.

Una alternativa más puede ser; que en vez de zapatas se considere una placa de toda la planta del tanque, calculada con mayor razón como losa - plana.

En realidad, desde el momento en que interviene el concreto reforzado, el número de alternativas es muy grande, dependiendo aparte de las dimensiones, del aspecto económico, funcional y estético.

Las zapatas se calcularán, desde luego por la carga estática más la producida por un coeficiente sísmico que depende la zona donde se localizará el Tanque teniendo presente la Carta Sísmica de la República Mexicana, o lo . coeficiente de la C.F.E.

- c) Manual de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.)
- d) Manual de la Cía. Fundidora de fierro y acero de Monterrey, S.A.
- e) Especificaciones de la Asociación Americana de Soldaduras (A.W.S.)
- f) Especificaciones de la Asociación Americana de Obras de Agua -- (.A.W.W.A.)

Cargas de trabajo de los materiales de los tanques superficiales.

- a) Mampostería
 - Mortero cemento arena 1:3 (muros de tanques)
 - Carga de ruptura a la compresión 160 Kg/cm²
 - Cargas prácticas-Valores límites..... 16-27 kg/cm²
 - Valores medios 20 kg/cm²

Resistencia a la tensión igual a 1/10 de los anteriores.

No debe admitirse que la mampostería trabaje a la tensión; pero excepcionalmente se puede admitir con 1:3, hasta 1 kg/cm² en una sección anterior, -- pero nunca se admitirá tensión en cimientos.

Para esfuerzo cortante, se puede admitir 1/4 de las cargas anteriores por compresión.

b) Carga consideradas

| | |
|--------------------------|-----------------------------------|
| Como carga muerta serán: | Peso propio |
| | Peso de la tierra |
| | Empuje de la tierra |
| | Peso del agua |
| | Empuje del agua |
| Como carga viva..... | como máximo 250 kg/m ² |

c) Pesos volumétricos

Los más corrientes admitidos son:

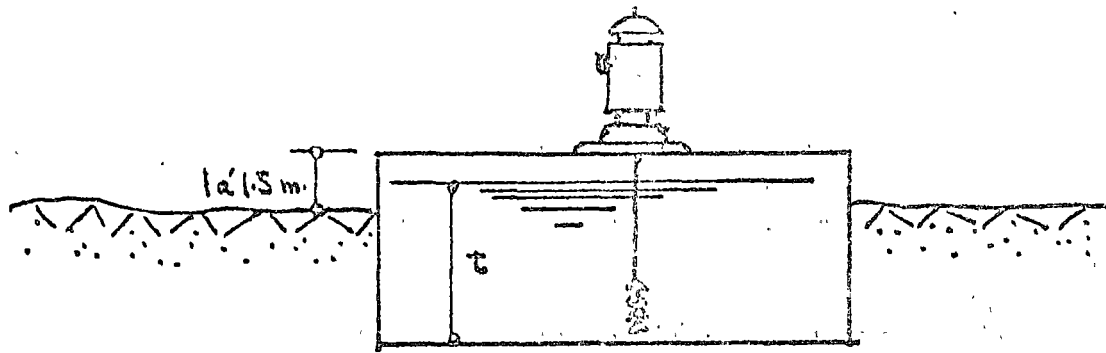
| | | |
|--------------------|-------|-------------------|
| Tierra | 1 600 | kg/m ³ |
| Agua | 1 000 | " |
| Concreto reforzado | 2 400 | " |
| Acero corrugado | 7 800 | " |
| Mampostería | 1 800 | " |

Se utilizan, como ayuda al proyectista de concreto reforzado, las tablas de constantes de cálculo y las de varillas, que son las V.C. 1530 y V.C. 1529 respectivamente; hechas de acuerdo con las Normas A C I - 318-63

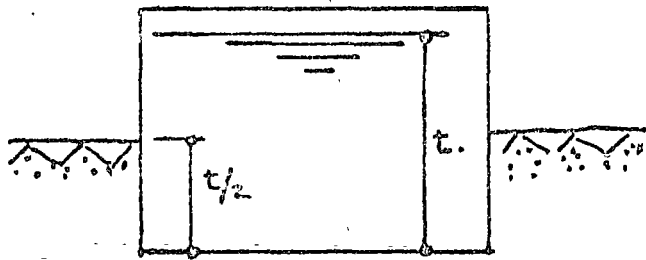
Cálculo del Techo

Se considera únicamente la losa de concreto reforzado, ya que se le dará una pendiente del 2 por ciento para escurrimiento del agua de lluvia, lo que hace innecesario enladrillados o terrados.

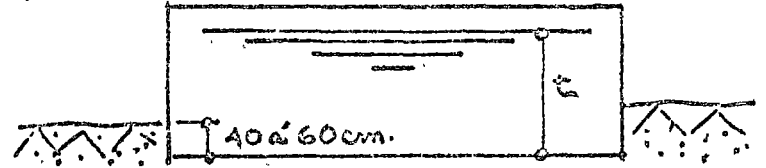
Estos techos se harán de losa plana (flat slab) que se calculen -- ya sea con el método empírico o el elástico, lo que permite además de suprimir las trabes, la utilización de claros mayores, obteniendo mayor eficiencia del concreto reforzado, lo cual se traduce en economía.



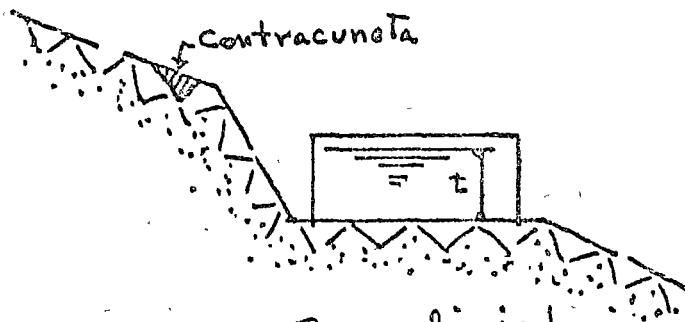
Enterrado



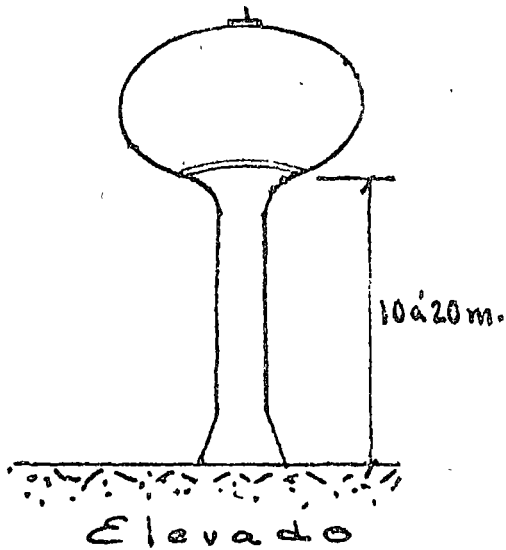
Semienterrado



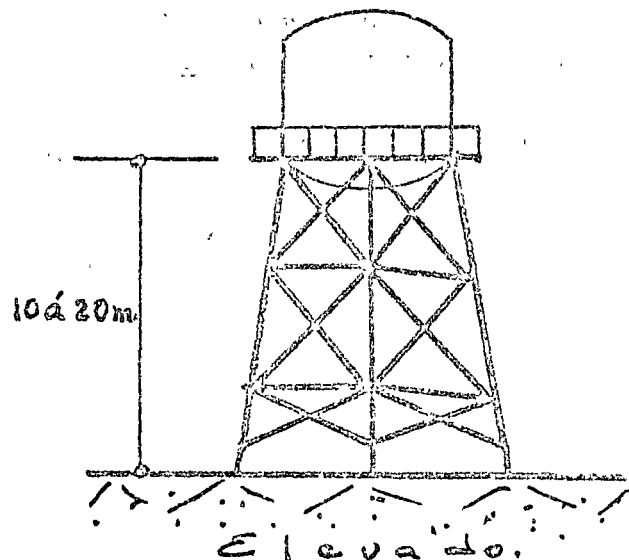
Superficial



Superficial



Elevado



Elevado

3.- DIVISION DE LOS TANQUES.

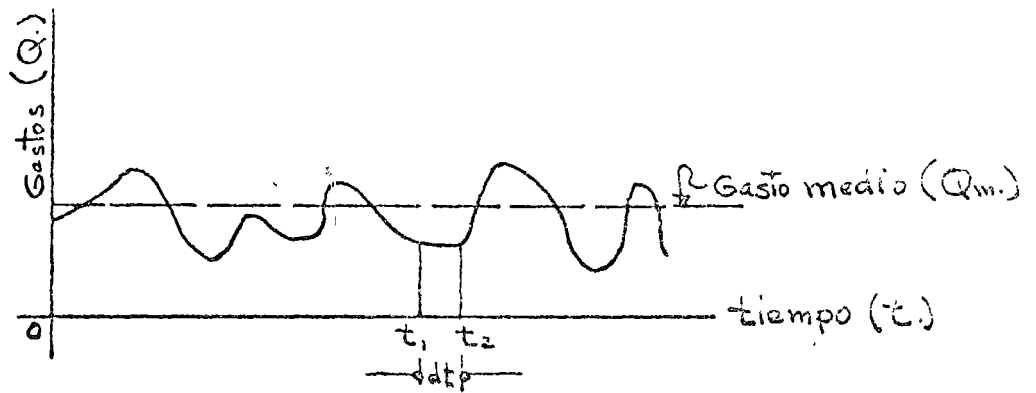
3.1.- Regularizadores..- Un tanque regularizador es una estructura de almacenamiento entre un régimen constante de aportaciones y un régimen variable de demandas; es decir, recibe un caudal constante mientras que las extracciones varían con los consumos horarios que se presentan durante el día.

Es importante señalar, que el volumen de regularización debe calcularse en función de las variaciones horarias de cada una de las poblaciones por beneficiar pues estas varían principalmente con las costumbres en el uso del agua, clima y con su extensión superficial.

Las demandas horarias que servirán de base para la determinación de la curva masa de salidas son los que determinó el Banco Nacional Hipotecario, Urbano y de Obras Públicas, S.A. (BNHUOPSA) actualmente Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos, S.A.

Para iniciar el estudio de capacidad de regularización, recordemos algunos principios fundamentales de hidrología.

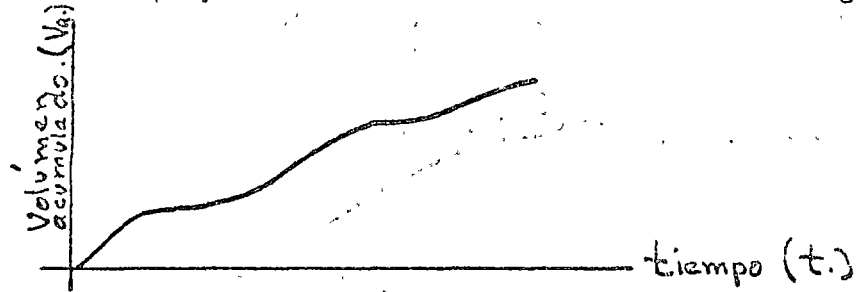
Hidrograma..- Es una representación gráfica de las variaciones de los gastos con relación al tiempo, en determinada sección de una tubería ó corriente superficial de agua.



En la figura se observa que de un hidrograma se puede determinar el volumen escurrido entre t_1 y t_2

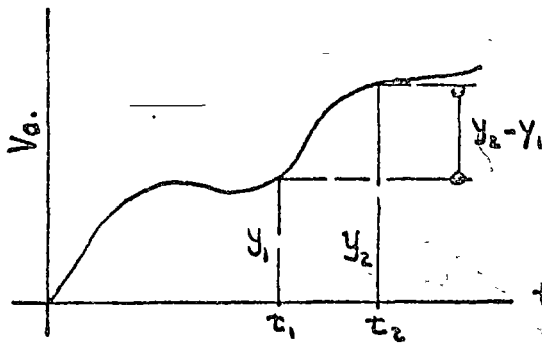
$$V = \int_{t_1}^{t_2} Q dt$$

Curva masa. - Es una representación gráfica de volúmenes acumulados escurridos con relación al tiempo y su determinación se basa en los hidrogramas.



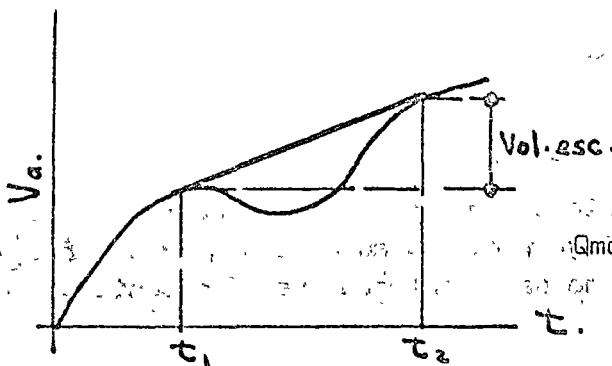
La curva masa presenta algunas características principales.

- a) La diferencia de dos ordenadas consecutivos para sus tiempos dados, expresa ó dá el valor del volumen escurrido en ese intervalo de tiempo.



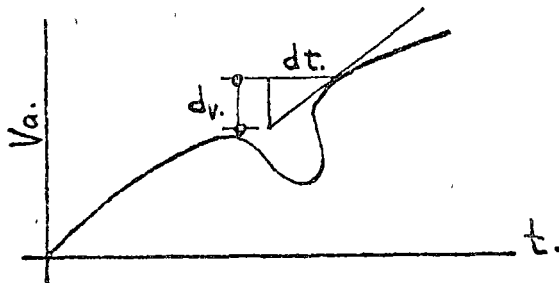
$$Y_2 - Y_1 = \text{Vol. escurrido entre } t_1 \text{ y } t_2$$

- b) La pendiente de una línea recta que una dos puntos de la curva masa, representa el gasto medio entre el tiempo t_1 y t_2 .



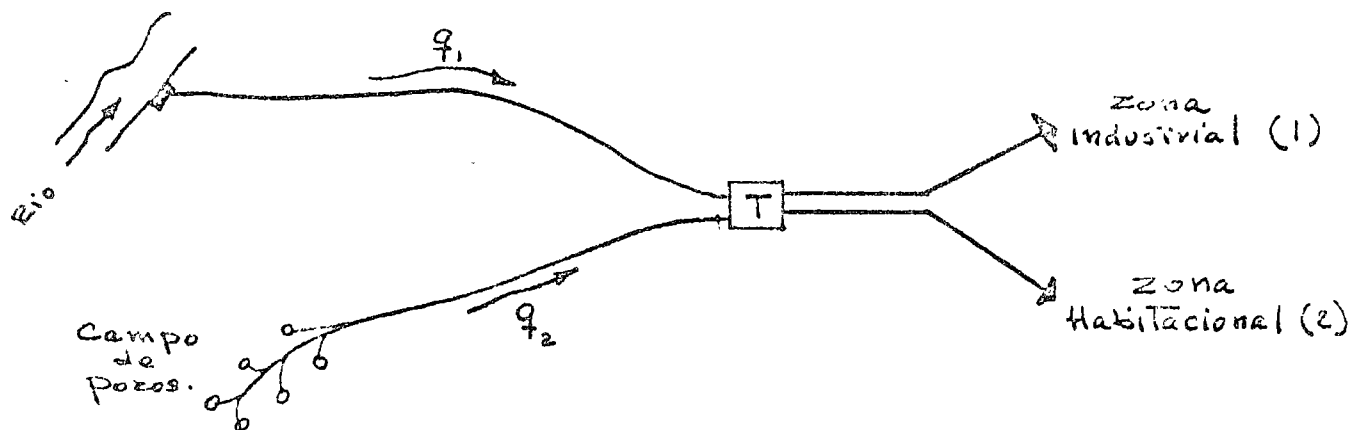
$$Q_{\text{medio}} = \frac{\text{Vol. esc.}}{t_2 - t_1}$$

- c) La pendiente de una tangente trazada en un punto de la curva masa, representa el gasto en ese punto.

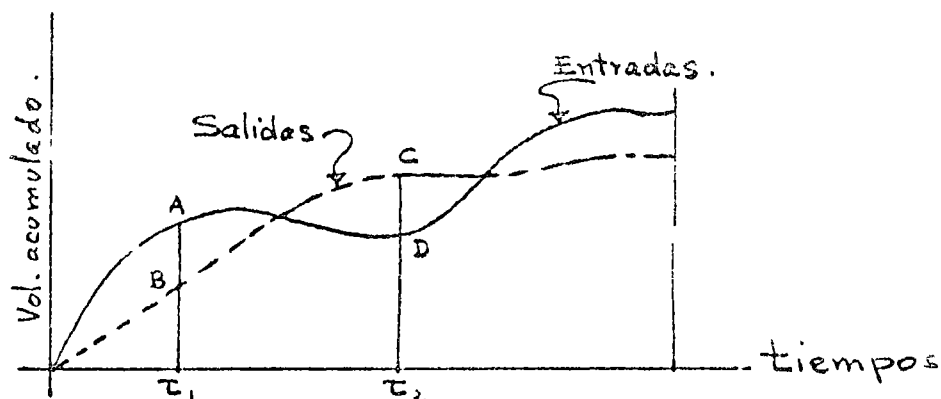


$$Q = \frac{dv}{dt}$$

d) La diferencia de ordenadas de dos curvas masa en el mismo tiempo (t), -
 representa el déficit ó excedente de agua y se presenta cuando se tiene
 una curva masa de entrada y una de salida (diagrama múltiple).



Suma diagrama de masas (q1 + q2) entradas
 Suma diagrama de masas (1 + 2) salidas



$Ct_2 - Dt_2 = CD$ (déficit)
 $At_1 - Bt_1 = AB$ (excedente)

Enseguida se presentan las determinaciones de los volúmenes de regularización, empleando los métodos; analítico y el gráfico mediante el trazo de curvas masa de entradas y salidas, para diversas horas de entradas ya sean continuas ó intermitentes. (anexos 2 al 15).

Es importante señalar que en los sistemas por bombeo, la capacidad de regularización debe calcularse tomando en cuenta las variaciones horarias, la hora en que empieza el bombeo y el número de horas diarias trabajadas ya sean continuas ó intermitentes desde la captación.

Con este criterio se estudiaron y establecieron los siguientes coeficientes de regularización y los gastos de bombeo correspondientes a una ley de demandas ó salidas que aparecen en los anexos 2 al 15 con un valor máximo de 150% del gasto máximo diario.

| Horario de bombeo | Tiempo de bombeo; en horas. | Tipo de bombeo. | Gasto de entrada ó bombeo; en l.p.s. | Capacidad del tanque Reg. en m ³ . |
|----------------------------------|-----------------------------|-----------------|--------------------------------------|---|
| De 0 á 24 hrs. | 24 | Cont. | Qmd. | 14.58 x Qmd. |
| De 3 á 23 hrs. | 20 | Cont. | 1.2 Qmd. | 13.68 x Qmd. |
| De 6 á 22 hrs. | 16 | Cont. | 1.5 Qmd. | 15.30 x Qmd. |
| De 6 á 18 hrs. | 12 | Cont. | 2.0 Qmd. | 28.98 x Qmd. |
| De 5 á 11 y de - 14 á 20 hrs. | 12 | Inter. | 2.0 Qmd. | 34.02 x Qmd. |
| De 7 á 15 hrs. | 8 | Cont. | 3.0 Qmd. | 45.90 x Qmd. |
| De 6 á 14 hrs. | 8 | Cont. | 3.0 Qmd. | 47.70 x Qmd. |

Qmd = Gasto máximo diario en l.p.s.

Cont. = Continuo ; Inter. = Intermitente.

3.2.- Almacenamiento.- Se define como tanque de almacenamiento, al depósito cuyo volumen de agua afronta cualquier consumo excepcional que se presente en el sistema de distribución. Se tomará en cuenta siempre que se tenga un estudio justificativo.

3.2.1.- Almacenamiento contra incendio.- Para asegurar y proteger contra incendios algunas zonas ó edificios, se requiere disponer de un volumen de agua adicional al de regularización, determinado para combatir incendios en un tiempo mínimo de 2 horas.

$$\text{Volumen (m}^3\text{)} = \frac{Q \times 2 \times 3600}{1000} = 7.2 \quad Q \quad (\text{mínimo})$$

en donde; Q = No de hidrantes en uso simultáneo por el gasto por hidrante - - (ver anexo No. 16) . Existen fórmulas empíricas para determinar el gasto contra incendio y son:

a).- KUICHLING .- $Q = 44.1 \sqrt{P}$; en donde

Q = gasto en l.p.s.

P = población en miles.

b).- John R. Freeman.- $Q = 15.78 \left(\frac{P}{5} + 10 \right)$; en donde

Q = gasto en l.p.s.

P = Población en miles.

c).- En U.S.A. existe un concilio nacional autorizado de aseguradores contra incendios (N.B.F.U.) que establece mediante una fórmula, la cantidad de agua necesaria para extinguir un incendio:

$$Q = 64.345 \sqrt{P} \left(1 - 0.01 \sqrt{P} \right); \text{ en donde}$$

Q = gasto en l.p.s.; P = población en miles.

El gasto de agua establecido por el concilio, toma como base el carácter, grado de acumulación de casas y edificios, atendiendo también a las condiciones estructurales generales (zonas densamente pobladas con edificios, lugares de residencias de gran valor) y métodos para dar presión de agua contra incendios que son:

- 1.a - Presión constante en red de distribución y mangueras enchufadas directamente al hidrante, este sistema es propio para poblaciones pequeñas.
- 2.a - Presión suministrada desde la estación de bombeo, aumentándola según se requiera, se usan mangueras conectadas a los hidrantes ó bombas móviles; sistema para pequeñas y medianas poblaciones.
- 3.a - Presión suministrada por medio de bombas móviles en carros tanques que toman el agua de los hidrantes ó cajas de inundación; este sistema se usa para ciudades grandes.
- 3.2.1. Almacenamiento por falta de energía eléctrica.- Este almacenamiento se considerará para ciudades grandes y zonas turísticas si se justifica.

Se solicitarán a la Oficina de la C.F.E., datos de suspensión de energía eléctrica de las localidades en estudio a fin de seleccionar el período de tiempo más largo de suspensión, para considerarlo como parámetro en el cálculo del volúmen del tanque.

Generalmente el período de tiempo es de 2 hs. por lo que el volumen será:

$$V = Qt$$

V = Volumen de agua en m³.

Q = Gasto máximo diario de la zona ó población en m³/seg.

t = Período de tiempo de suspensión de energía eléctrica en segundos.

ANEXO No. 16

NATIONAL BOARD OF FIRE UNDER WRITERS (N.B.F.U.)

| Población en Hab. | * Núm. chorros estandar contra incendio. (standard fire stream) | Gasto en l.p.s. |
|----------------------|---|---|
| 1 000 | 4 | 63.12 |
| 2 000 | 6 | 94.7 |
| 4 000 | 8 | 126.2 |
| 6 000 | 10 | 157.8 |
| 10 000 | 12 | 189.4 |
| 13 000 | 14 | 221.0 |
| 17 000 | 16 | 252.0 |
| 22 000 | 18 | 284.0 |
| 26 000 | 20 | 316.0 |
| 40 000 | 24 | 379.0 |
| 60 000 | 28 | 442.0 |
| 80 000 | 32 | 505.0 |
| 100 000 | 36 | 568.0 |
| 125 000 | 40 | 631.0 |
| 150 000 | 44 | 694.0 |
| 200 000 | 48 | 757.0 |
| Más de 200 000 | - | 757 +(126 á 500 l.p.s.) para un 2º incendio |

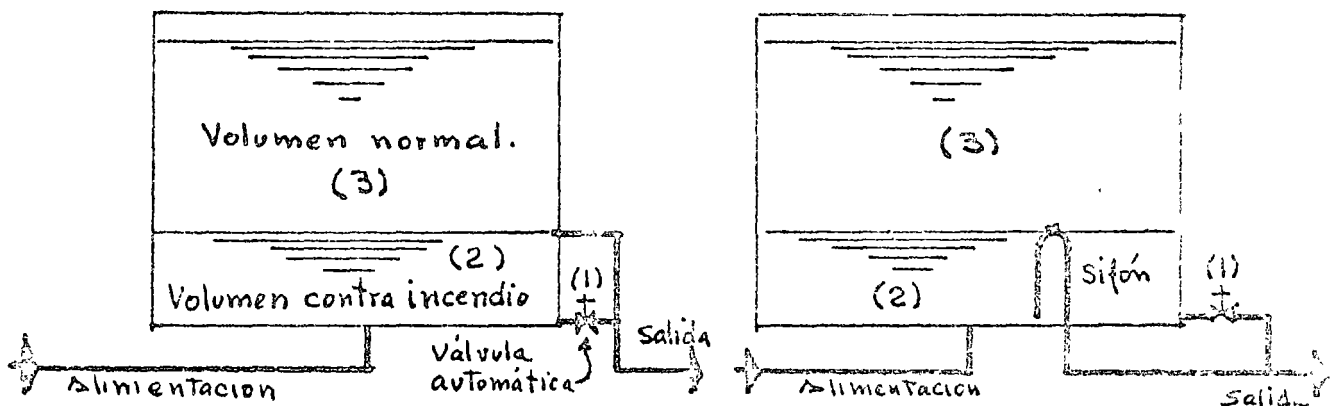
* Chorro estandar contra incendio, es el gasto de agua proporcionado por un chiflón liso de 1 1/8" ϕ a razón de 1.78 l.p.s. (250 G.P.M.)

3.2.3.- Almacenamiento ó reserva para picos.- Este almacenamiento se dá generalmente a las zonas turísticas en donde se presenta durante 2 ó 3 días al año, (Semana Santa) la máxima concentración turística.

En las oficinas de turismo, casetas de cobro en carreteras, hoteles - etc. se recabarán datos de población flotante que entra y sale de - - varios años para evaluar a futuro la población de máxima concentración turística que permanece fija.

La evaluación se hará por métodos analíticos ó gráficos como se acostumbra tradicionalmente para el estudio de población fija de cualquier ciudad.

CROQUIS DE ALMACENAMIENTO CONTRA INCENDIO.



Con estas disposiciones de entrada y salida del tanque, el volumen de agua contra incendios no permanece estanco.

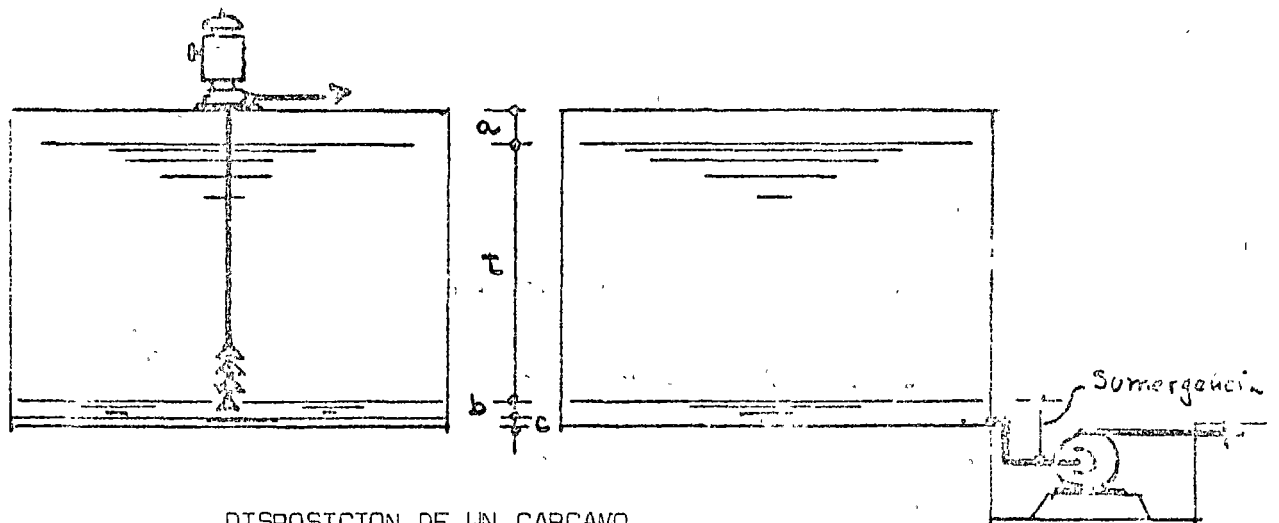
3.3.- Cárcamos.-Generalmente se conoce como cárcamo al depósito de concreto armado de forma circular ó rectangular que se construye cuando se utilizan equipos de bombeo, sean estos verticales ó bién horizontales y que sirve como protección a los motores eléctricos ya que estos tienen por especificación unos 5 ó 6 parados y arranques por hora ó sea de 12 a 10 minutos entre parada y arranque por hora, de donde se tiene:

$$V = Qt$$

v= volumen del cárcamo en m3.

Q= Caudal máximo diario en m3/seg.

t= Tiempo en segundos = (10 ó 12) x 60



DISPOSICION DE UN CARCAMO.

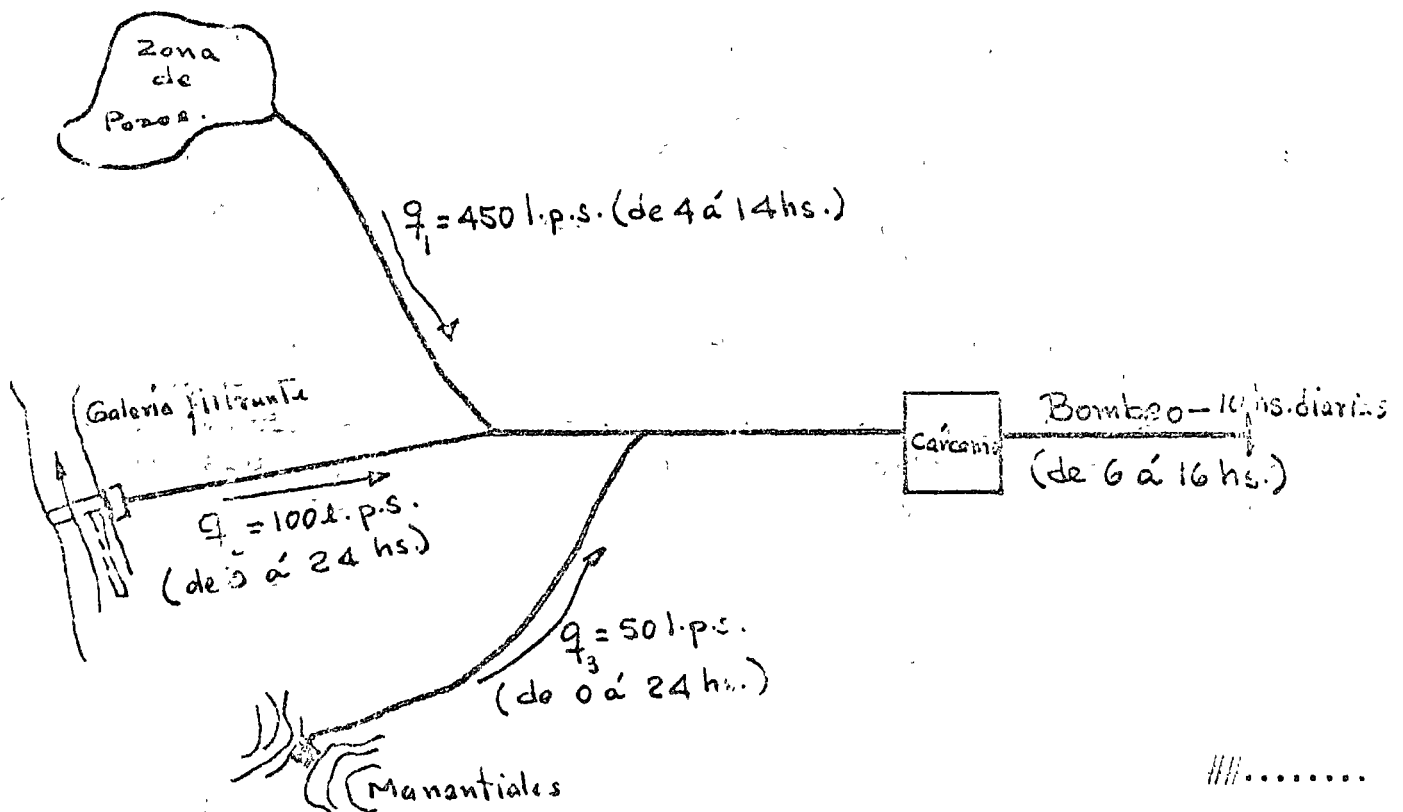
$a = 30 \text{ á } 50 \text{ cm.} = \text{espacio libre.}$

$t = \text{Tirante de agua útil (capacidad del cárcamo) en metros.}$

$b = \text{Altura del primer tazón (siempre sumergido)}$

$c = 10 \text{ cm.} = \text{volumen muerto.}$

Determinación de la capacidad de un cárcamo de rebombeo, atendiendo a las condiciones siguientes:



E N T R A D A S

- Volumen de agua, proporcionado por la zona de pozos:

$$\frac{450 \times 3600 \times 10}{1000} = 16\ 200 \text{ m}^3/\text{día.}$$

$$\frac{450 \times 3600}{1000} = 1\ 620 \text{ m}^3/\text{hora.}$$

2.- Volumen de agua, proporcionado por la Galería filtrante.

$$\frac{100 \times 3600 \times 24}{1000} = 8\ 640 \text{ m}^3/\text{día.}$$

$$\frac{100 \times 3600}{1000} = 360 \text{ m}^3/\text{hora.}$$

3.- Volumen de agua, proporcionado por los manantiales:

$$\frac{50 \times 3600 \times 24}{1000} = 4\ 320 \text{ m}^3/\text{día.}$$

$$\frac{50 \times 3600}{1000} = 180 \text{ m}^3/\text{día.}$$

4.- Volumen de agua producida = 16 200 + 8640 + 4320 = 29 160 m³/día.

$$\frac{29\ 160}{24} = 1\ 215 \text{ m}^3/\text{hora.}$$

S A L I D A S.

Para conocer el volumen de agua que debe bombearse desde el cárcamo durante 10 hs. diarias a partir de las 6 a.m. hasta las 16 hs. (condición de funcionamiento) se tendrá que verificar la condición siguiente:

(A) - Volumen de entradas (Ve) = Volumen de salidas (Vs) ; ó bien

$$Q_e = \frac{V_e}{t_e} \text{ de donde } V_e = t_e Q_e \quad (1)$$

$$Q_s = \frac{V_s}{t_s} \text{ de donde } V_s = t_s Q_s \quad (2)$$

Igualando (1) y (2) se tiene la condición establecida (A)

$$t_e Q_e = t_s Q_s \text{ de donde } Q_s = \frac{t_e}{t_s} Q_e$$

Sustituyendo valores, se tiene :

$$Q = \frac{24}{10} \times 1215 = 2916 \text{ m}^3/\text{hora.}$$

El gasto de salida (Q_s) de 2916 m³/hora. se tendrá que bombear continuamente desde las 6 a.m. hasta las 16 hs. p.m.

Otra forma más sencilla para determinar el gasto de salida es: Volumen de entradas = Volumen de salidas; si el volumen de entradas es de 29160 m³, el volumen de salidas será el mismo, solamente que este volumen se dará en 10 horas continuas como es la condición establecida (de 6 a 16 hs.) para el bombeo; por lo tanto se tendrá, $\frac{29160 \text{ m}^3}{10 \text{ hs.}} = 2916 \text{ m}^3/\text{hora}$ que bombeará para cumplir con la ley de entradas y salidas.

Con los datos ya establecidos, se procederá a determinar la capacidad del cárcamo utilizando el método analítico y el método gráfico de curvas masa; ver anexos números 17 y 18.

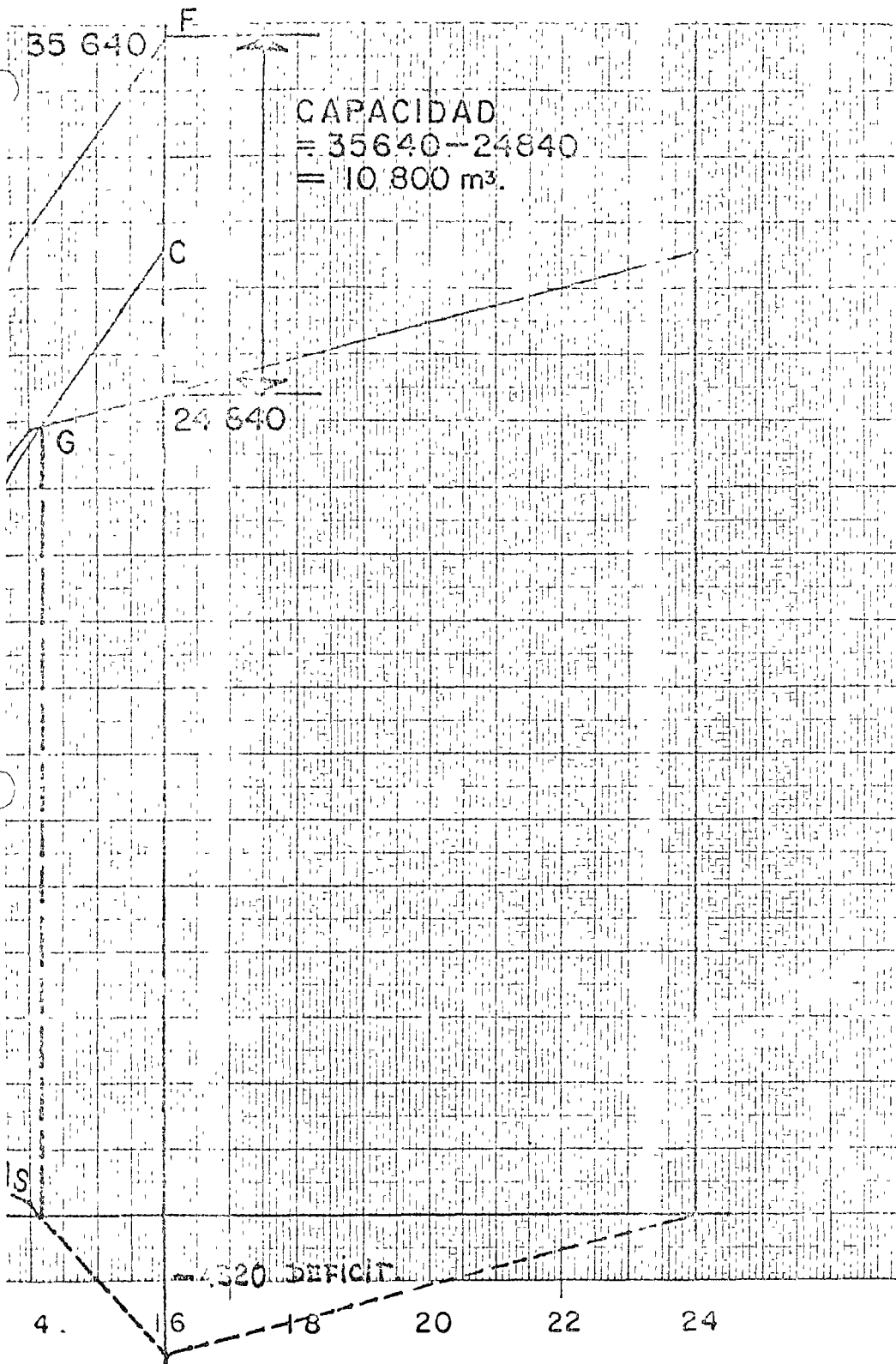
| Entradas (m ³ /h) | | Salidas (m ³ /hora) | excedentes | déficit | Acumuladas |
|------------------------------|-------------------|--------------------------------|------------|---------|------------|
| 0 - 1 | 540 | | 540 | | + 540 |
| 1 - 2 | 540 | | 540 | | + 1080 |
| 2 - 3 | 540 | | 540 | | + 1620 |
| 3 - 4 | 540 | | 540 | | + 2160 |
| 4 - 5 | 540 + 1620 = 2160 | | 2160 | | + 4320 |
| 5 - 6 | 540 + 1620 = 2160 | | 2160 | | + 6480 * |
| 6 - 7 | 540 + 1620 = 2160 | 2916 | | 756 | + 5724 |
| 7 - 8 | 540 + 1620 = 2160 | 2916 | | 756 | + 4968 |
| 8 - 9 | 540 + 1620 = 2160 | 2916 | | 756 | + 4212 |
| 9 -10 | 540 + 1620 = 2160 | 2916 | | 756 | + 3456 |
| 10 -11 | 540 + 1620 = 2160 | 2916 | | 756 | + 2700 |
| 11 -12 | 540 + 1620 = 2160 | 2916 | | 756 | + 1944 |
| 12 -13 | 540 + 1620 = 2160 | 2916 | | 756 | + 1188 |
| 13 -14 | 540 + 1620 = 2160 | 2916 | | 756 | + 432 |
| 14 -15 | 540 | 2916 | | 2376 | - 1944 |
| 15 -16 | 540 | 2916 | | 2376 | - 4320 * |
| 16 -17 | 540 | | 540 | | - 3780 |
| 17 -18 | 540 | | 540 | | - 3240 |
| 18 -19 | 540 | | 540 | | - 2700 |
| 19 -20 | 540 | | 540 | | - 2160 |
| 20 -21 | 540 | | 540 | | - 1620 |
| 21 -22 | 540 | | 540 | | - 1080 |
| 22 -23 | 540 | | 540 | | - 540 |
| 23 -24 | 540 | | 540 | | - 0 |

29 160 m³.29 160 m³.

10 800

10 800

Capacidad = 4320 + 6480 = 10 800 m³.



DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE UN CARCAMO DE BOMBEO

BC = CURVA MASA DE SALIDAS.

DF paralela a BC hasta encontrar prolongación EC.

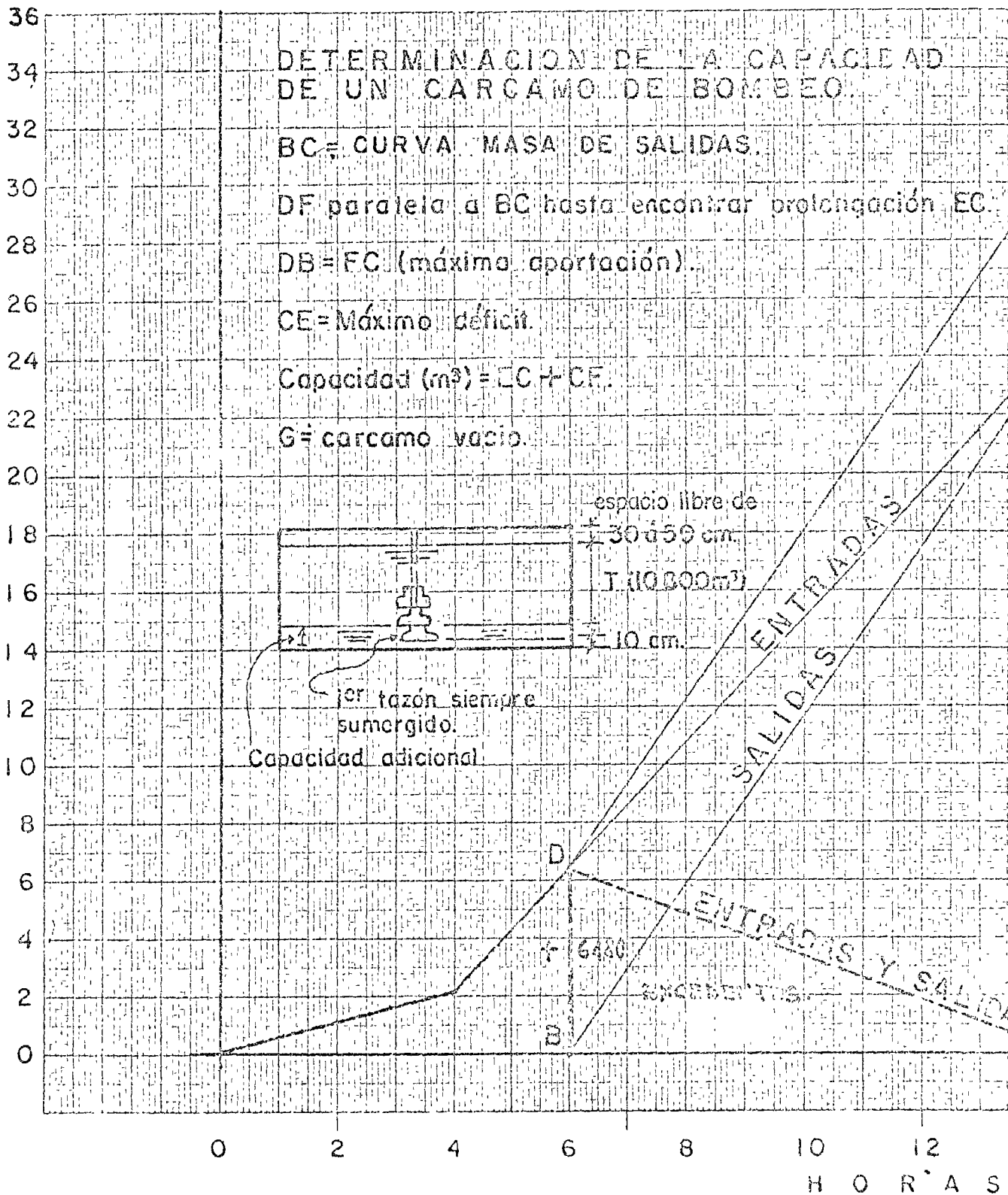
DB = FC (máxima aportación).

CE = Máximo déficit.

Capacidad (m³) = EC + CF.

G = carcamo vacío.

Metros cúbicos en miles



DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE REGULIZACION EN TANQUES

| TIEMPO EN HORAS | DEMANDA O SALIDAS EN % | ENTRADAS 24 HS | | EXCEDENTES (+) | | DEFICIT (-) | | ACUMULATIVO | |
|-----------------|------------------------|----------------|----|----------------|----|-------------|----|-------------|----|
| | | % | M3 | % | M3 | % | M3 | % | M3 |
| 0 - 1 | 45 | 100 | | 55 | | | | +55 | |
| 1 - 2 | 45 | 100 | | 55 | | | | +110 | |
| 2 - 3 | 45 | 100 | | 55 | | | | +165 | |
| 3 - 4 | 45 | 100 | | 55 | | | | +220 | |
| 4 - 5 | 45 | 100 | | 55 | | | | +275 | |
| 5 - 6 | 60 | 100 | | 40 | | | | +315 | |
| 6 - 7 | 90 | 100 | | 10 | | | | +325 * | |
| 7 - 8 | 135 | 100 | | | | 35 | | +290 | |
| 8 - 9 | 150 | 100 | | | | 50 | | +240 | |
| 9 - 10 | 150 | 100 | | | | 50 | | +190 | |
| 10 - 11 | 150 | 100 | | | | 50 | | +140 | |
| 11 - 12 | 140 | 100 | | | | 40 | | +100 | |
| 12 - 13 | 120 | 100 | | | | 20 | | +80 | |
| 13 - 14 | 140 | 100 | | | | 40 | | +40 | |
| 14 - 15 | 140 | 100 | | | | 40 | | 0 | |
| 15 - 16 | 130 | 100 | | | | 30 | | -30 | |
| 16 - 17 | 130 | 100 | | | | 20 | | -60 | |
| 17 - 18 | 120 | 100 | | | | 20 | | -80 | |
| 18 - 19 | 100 | 100 | | 0 | | 0 | | -80 | |
| 19 - 20 | 100 | 100 | | 0 | | 0 | | -80 | |
| 20 - 21 | 90 | 100 | | 10 | | | | -70 | |
| 21 - 22 | 90 | 100 | | 10 | | | | -60 | |
| 22 - 23 | 80 | 100 | | 20 | | | | -40 | |
| 23 - 24 | 60 | 100 | | 40 | | | | 0 | |
| TOTA | 2400 | 2400 | | 405 | | 405 | | | |

Qent X horas ent = Qsal X horas sal
 Qent = 1 Qsal = Qnd
 X horas sal = $\frac{24 \text{ Qsal}}{\text{horas ent}}$

$$\frac{325 + 60}{100} = \frac{405}{100} = 4.05$$

Coef = 4.05 Qnd, para que el Vol. esté en m3, se tiene: $V = \frac{4.05 \times 5600}{1000} \times Qnd = 22.8 \times Qnd$

Qnd = Costo número de tanques en l.p.s.

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE REGULACION EN TANQUES

| TIEMPO EN HORAS | DEMANDAS O SALIDAS EN % | ENTRADAS 20 HS. | | EXCEDENTES | | DEFICIT | | ACUMULATIVO | |
|-----------------|-------------------------|-----------------|-----|------------|-----|---------|-----|-------------|-----|
| | | % | M3. | % | M3. | % | M3. | % | M3. |
| 0-1 | 45 | 0 | | | | 45 | | -45 | |
| 1-2 | 45 | 0 | | | | 45 | | -90 | |
| 2-3 | 45 | 0 | | | | 45 | | -135* | |
| 3-4 | 45 | 120 | | 75 | | | | -60 | |
| 4-5 | 45 | 120 | | 75 | | | | +15 | |
| 5-6 | 60 | 120 | | 60 | | | | +75 | |
| 6-7 | 90 | 120 | | 30 | | | | +105* | |
| 7-8 | 135 | 120 | | | | 15 | | +90 | |
| 8-9 | 150 | 120 | | | | 30 | | +60 | |
| 9-10 | 150 | 120 | | | | 30 | | +30 | |
| 10-11 | 150 | 120 | | | | 30 | | 0 | |
| 11-12 | 140 | 120 | | | | 20 | | -20 | |
| 12-13 | 120 | 120 | | | | 0 | | -20 | |
| 13-14 | 140 | 120 | | | | 20 | | -40 | |
| 14-15 | 140 | 120 | | | | 20 | | -60 | |
| 15-16 | 130 | 120 | | | | 10 | | -70 | |
| 16-17 | 130 | 120 | | | | 10 | | -80 | |
| 17-18 | 120 | 120 | | | | 0 | | -80* | |
| 18-19 | 100 | 120 | | 20 | | | | -60 | |
| 19-20 | 100 | 120 | | 20 | | | | -40 | |
| 20-21 | 90 | 120 | | 30 | | | | -10 | |
| 21-22 | 90 | 120 | | 30 | | | | +20 | |
| 22-23 | 80 | 120 | | 40 | | | | +60* | |
| 23-24 | 60 | 0 | | | | 60 | | 0 | |
| | 2400 | 2400 | | 380 | | 350 | | | |

Q ent. = $\frac{24 \text{ Qmd.}}{20} = 1.2 \text{ Qmd.}$

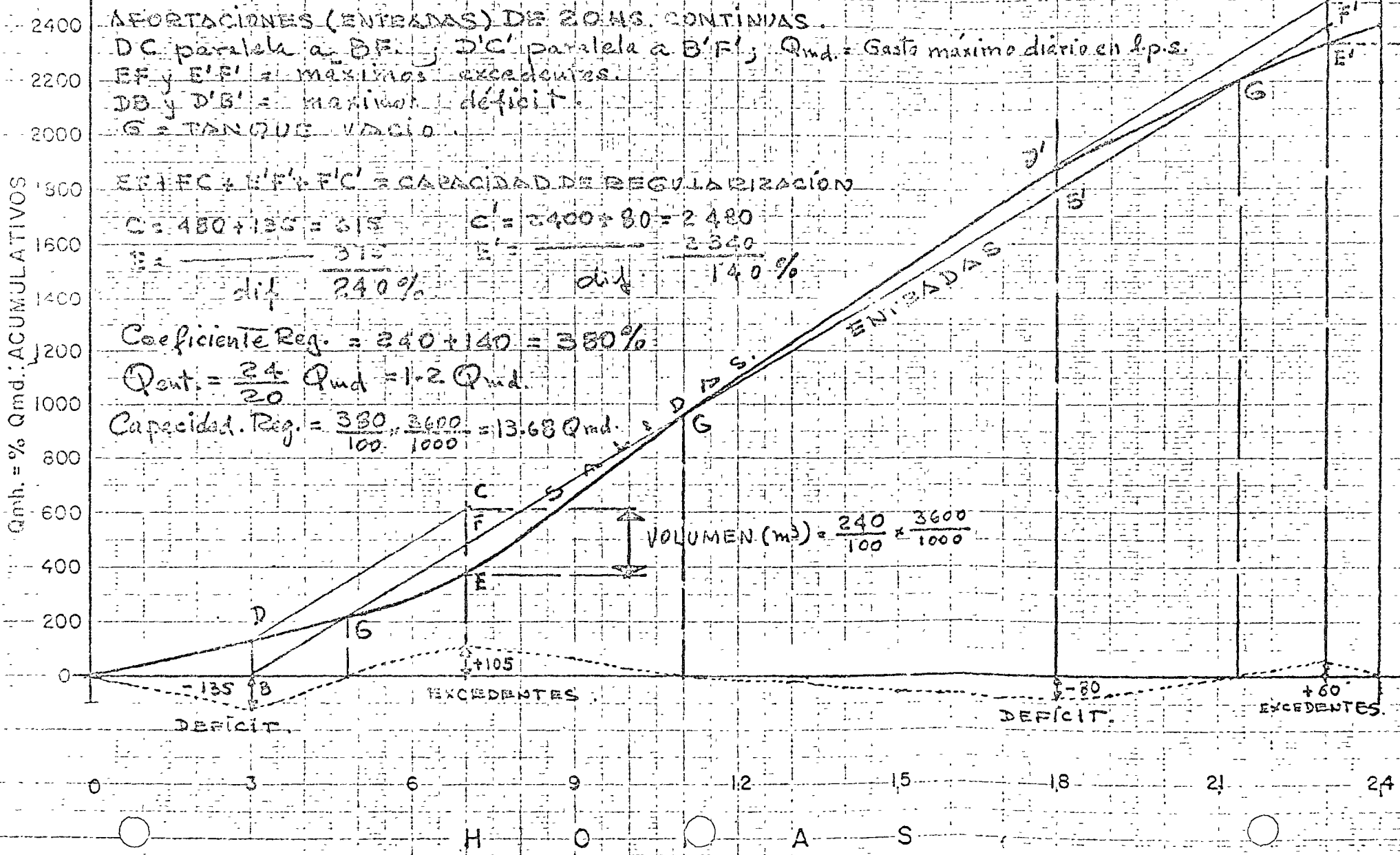
135 + 105 + 80 + 60 = 380 $\frac{380}{100}$

Fact = 3.80; Vol. Reg. = $3.20 \times \frac{3600}{1000} = 11.52 \text{ Qmd. (m3.)}$

SERVICIO CONTINUO

CONTINUO

DIAGRAMA DE MASAS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE TANQUES DE REGULARIZACION, APOYADAS EN LA LEY DE DEMANDAS HORARIAS (SALIDAS) Y APORTACIONES (ENTRADAS)



DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE REGULACION EN LITROS

| TIEMPO EN HORAS | DEMANDAS O SALIDAS EN % | ENTRADAS, 15 MS. | | EXCEDENTES (+) | | DEFICIT (-) | | ACUMULATIVO | |
|-----------------|-------------------------|------------------|----|----------------|----|-------------|----|-------------|----|
| | | % | M3 | % | M3 | % | M3 | % | M3 |
| 0 - 1 | 45 | 0 | | | | -45 | | -45 | |
| 1 - 2 | 45 | 0 | | | | -45 | | -90 | |
| 2 - 3 | 45 | 0 | | | | -45 | | -135 | |
| 3 - 4 | 45 | 0 | | | | -45 | | -180 | |
| 4 - 5 | 45 | 0 | | | | -45 | | -225 | |
| 5 - 6 | 60 | 0 | | | | -60 | | -285 * | |
| 6 - 7 | 90 | 150 | | +60 | | | | -225 | |
| 7 - 8 | 135 | 150 | | +15 | | | | -210 | |
| 8 - 9 | 150 | 150 | | 0 | | | | -210 | |
| 9 - 10 | 150 | 150 | | 0 | | | | -210 | |
| 10 - 11 | 150 | 150 | | 0 | | | | -210 | |
| 11 - 12 | 140 | 150 | | +10 | | | | -200 | |
| 12 - 13 | 120 | 150 | | +30 | | | | -170 | |
| 13 - 14 | 140 | 150 | | +10 | | | | -160 | |
| 14 - 15 | 140 | 150 | | +10 | | | | -150 | |
| 15 - 16 | 130 | 150 | | +20 | | | | -130 | |
| 16 - 17 | 130 | 150 | | +20 | | | | -110 | |
| 17 - 18 | 120 | 150 | | +30 | | | | -80 | |
| 18 - 19 | 100 | 150 | | +50 | | | | -30 | |
| 19 - 20 | 100 | 150 | | +50 | | | | +20 | |
| 20 - 21 | 90 | 150 | | +60 | | | | +80 | |
| 21 - 22 | 90 | 150 | | +60 | | | | +140 * | |
| 22 - 23 | 30 | 0 | | | | -80 | | +60 | |
| 23 - 24 | 60 | 0 | | | | -60 | | 0 | |
| SUMAS | 2400 | 2400 | | 425 | | 425 | | | |

$Q_{ent} = \frac{24}{16} Q_{md} = 1.5 Q_{md}$; continuas

$$\frac{285 + 140}{100} = \frac{425}{100} = 4.25$$

Coef = 4.25 Qmd; Volumen = 4.25 X Qmd X $\frac{3600}{1000}$ = 15.30 Qmd (m3)

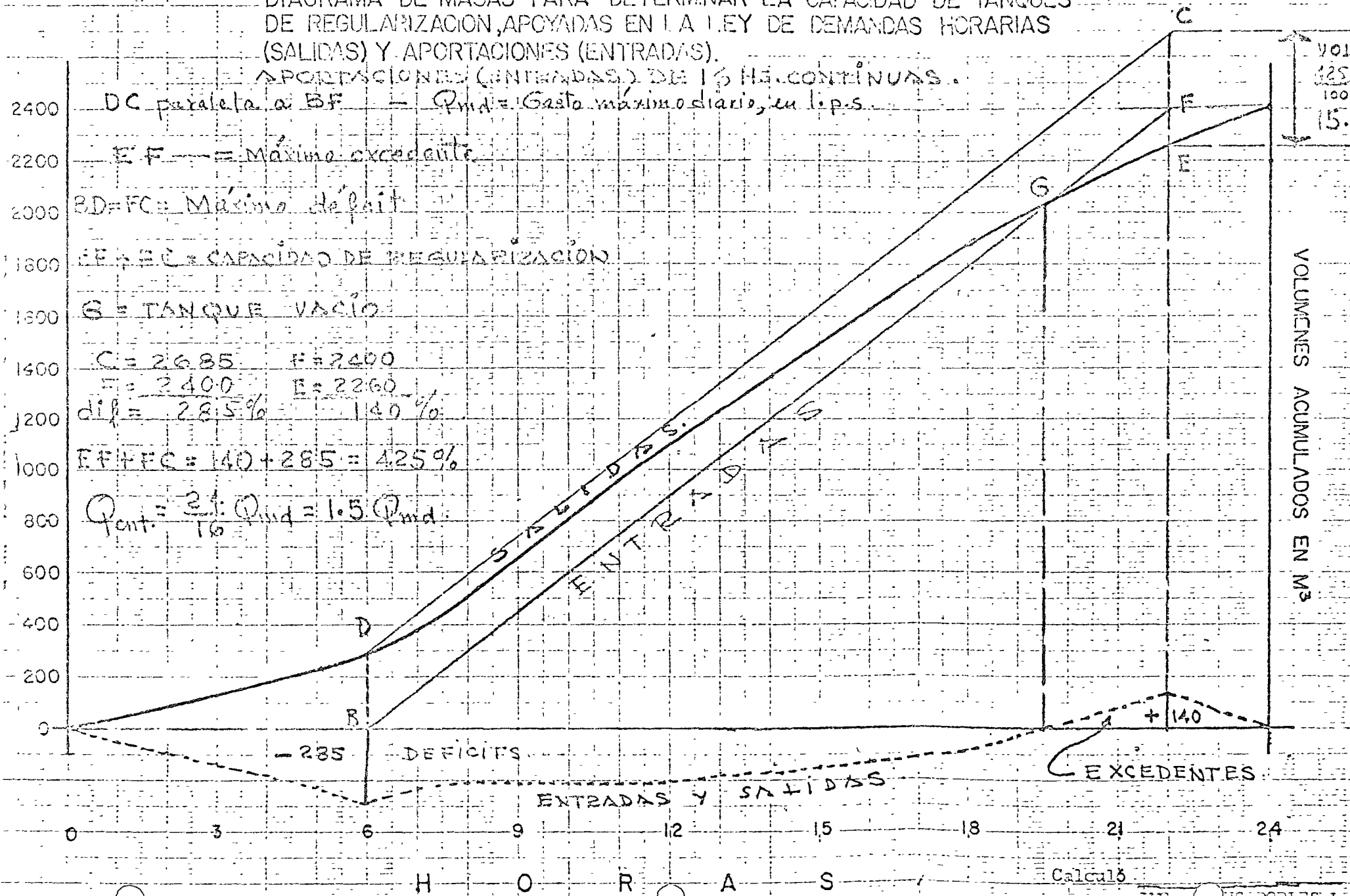
Qmd = Gasto diario de agua en el servicio de fono

Calculo

I.E. JESUS RONDA S.

DIAGRAMA DE MASAS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE TANQUES DE REGULACION, APOYADAS EN LA LEY DE DEMANDAS HORARIAS (SALIDAS) Y APORTACIONES (ENTRADAS).

APORTACIONES (ENTRADAS) DE 16 Hrs. CONTINUAS.



DC paralela a BF — Q_{md} = Gasto máximo diario, en l.p.s.

EF — Máximo excedente

BD=FC = Máximo déficit

EF + EC = CAPACIDAD DE REGULACION

S = TANQUE VACÍO

C = 2685 F = 2400

E = 2400 B = 2260

dif = 28.5% 140%

EF + FC = 140 + 285 = 425%

$Q_{ent.} = \frac{3}{16} Q_{md} = 1.5 Q_{md}$

- 285 DEFICITS

+ 140 EXCEDENTES

ENTRADAS Y SALIDAS

Calculó

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE REGULARIZACION EN TANQUES

| TIEMPO EN HORAS | DEMANDAS O SALIDAS EN % | | ENTRADAS 12 HS. | | EXCEDENTES | | DEFICIT | | ACUMULATIVO | |
|-----------------|-------------------------|--|-----------------|-----|------------|-----|---------|-----|-------------|-----|
| | | | % | M3. | % | M3. | % | M3. | % | M3. |
| 0-1 | 45 | | | | | | 45 | | -45 | |
| 1-2 | 45 | | | | | | 45 | | -90 | |
| 2-3 | 45 | | | | | | 45 | | -135 | |
| 3-4 | 45 | | | | | | 45 | | -180 | |
| 4-5 | 45 | | | | | | 45 | | -225 | |
| 5-6 | 60 | | | | | | 60 | | -285* | |
| 6-7 | 90 | | 200 | | 110 | | | | -175 | |
| 7-8 | 135 | | 200 | | 65 | | | | -110 | |
| 8-9 | 150 | | 200 | | 50 | | | | -60 | |
| 9-10 | 150 | | 200 | | 50 | | | | -10 | |
| 10-11 | 150 | | 200 | | 50 | | | | +40 | |
| 11-12 | 140 | | 200 | | 60 | | | | +100 | |
| 12-13 | 120 | | 200 | | 80 | | | | +180 | |
| 13-14 | 140 | | 200 | | 60 | | | | +240 | |
| 14-15 | 140 | | 200 | | 60 | | | | +300 | |
| 15-16 | 130 | | 200 | | 70 | | | | +370 | |
| 16-17 | 130 | | 200 | | 70 | | | | +440 | |
| 17-18 | 120 | | 200 | | 80 | | | | +520* | |
| 18-19 | 100 | | | | | | 100 | | +420 | |
| 19-20 | 100 | | | | | | 100 | | +320 | |
| 20-21 | 90 | | | | | | 90 | | +230 | |
| 21-22 | 90 | | | | | | 90 | | +140 | |
| 22-23 | 80 | | | | | | 80 | | +60 | |
| 23-24 | 60 | | | | | | 60 | | 0 | |
| | 2400 | | 2400 | | 805 | | 805 | | | |

Qent = $\frac{24 \text{ Qmd}}{12} = 2 \text{ Qmd}; \text{continuas}$

$$\frac{520 + 285}{100} = \frac{805}{100} = 8.05$$

Coef.: 8.05 Qmd.; Volumen = $8.05 \times \frac{3600}{1000} \times \text{Qmd.} = 28.98 \text{ Qmd. (i3)}$

Q md. = Gasto máximo diario en l.p.s.

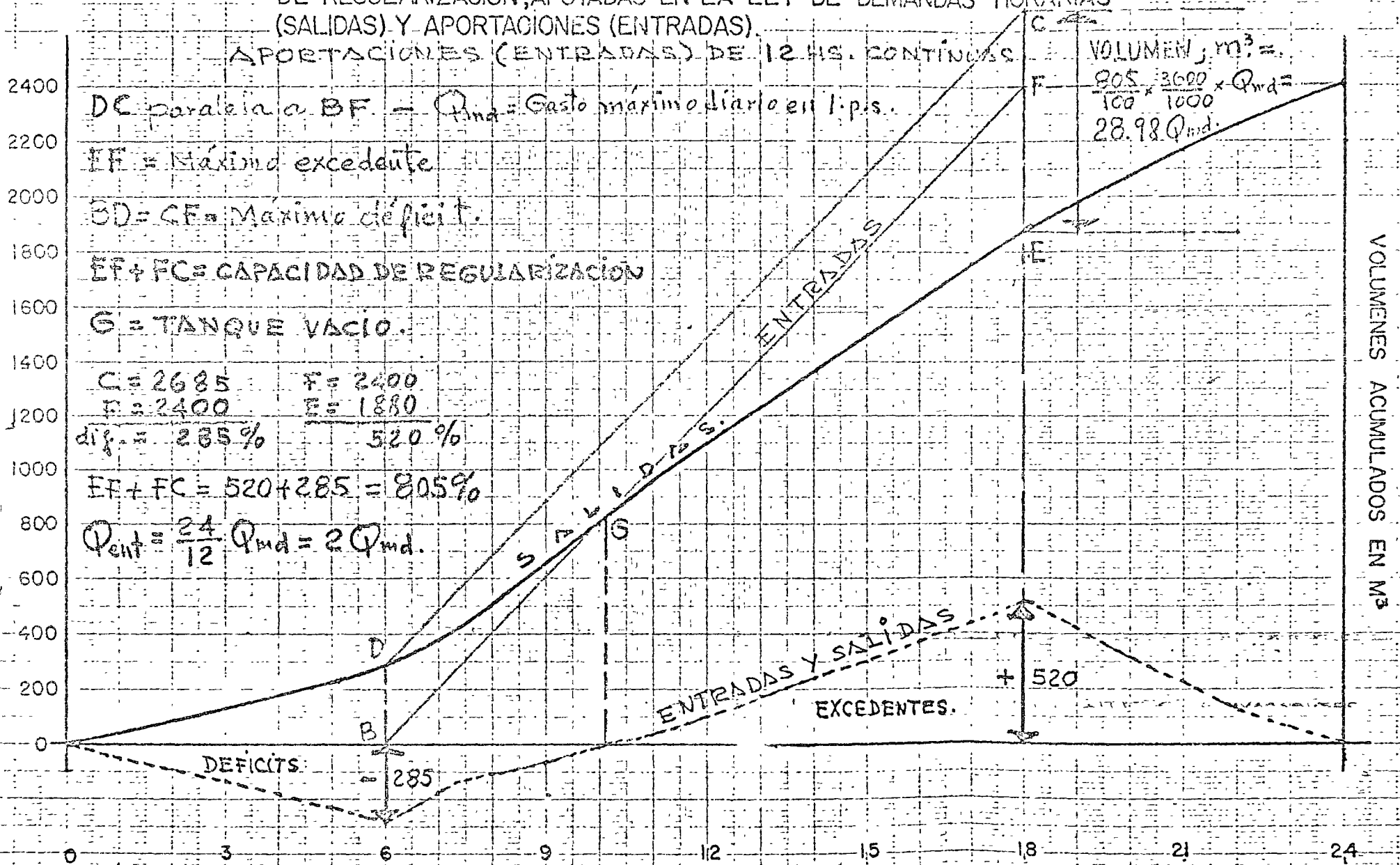
SERVICIO CONTINUO

Calculó

ING. JESUS ROBBES L.

DIAGRAMA DE MASAS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE TANQUES DE REGULARIZACION, APOYADAS EN LA LEY DE DEMANDAS HORARIAS (SALIDAS) Y APORTACIONES (ENTRADAS).

APORTACIONES (ENTRADAS) DE 12 HS. CONTINUAS



DC paralela a BF - Q_{md} = Gasto máximo diario en l.p.s.

IF = Máxima excedente

BD = CE = Máximo déficit.

EF + FC = CAPACIDAD DE REGULARIZACION

G = TANQUE VACIO.

C = 2685 F = 2400
E = 1880

dif. = 285% 520%

EF + FC = 520 + 285 = 805%

$Q_{ent} = \frac{24}{12} Q_{md} = 2 Q_{md}$.

VOLUMEN, m^3 =
 $\frac{805}{100} \times \frac{3600}{1000} \times Q_{md} =$
 $28.98 Q_{md}$.

VOLUMENES ACUMULADOS EN m^3

Calculo

DIAGRAMA DE MASAS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE TANQUES DE REGULARIZACION, APOYADAS EN LA LEY DE DEMANDAS HORARIAS (SALIDAS) Y APORTACIONES (ENTRADAS).

SERVICIO INTERMITENTE DE 12 HS.

$$(1425 - 960) + (2560 - 2080) = 465 + 480 = 945\% \text{ (factor)}$$

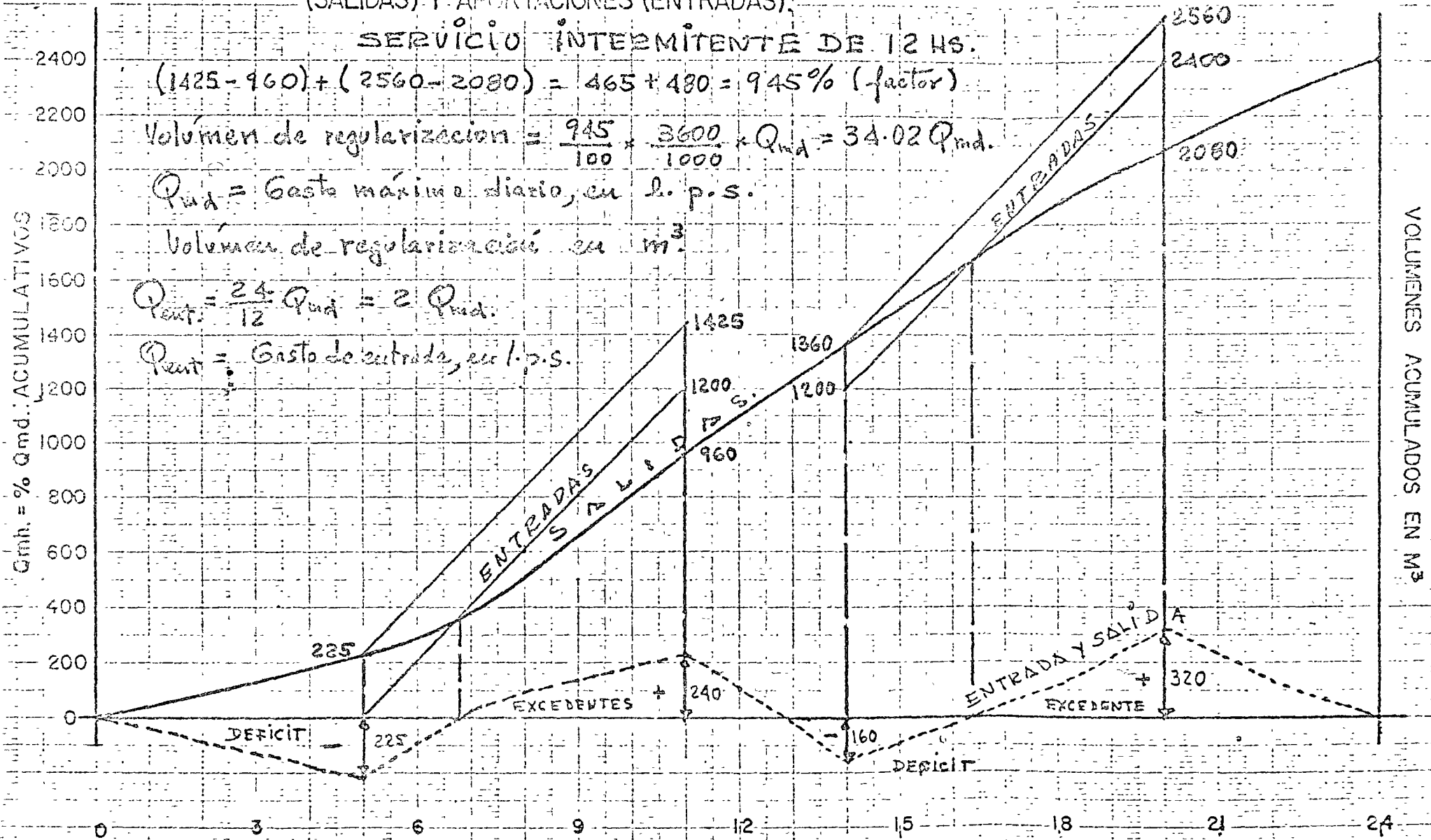
$$\text{Volumen de regularización} = \frac{945}{100} \times \frac{3600}{1000} \times Q_{md} = 34.02 Q_{md}$$

Q_{md} = Gasto máximo diario, en l. p. s.

Volumen de regularización en m^3 .

$$Q_{ent} = \frac{24}{12} Q_{md} = 2 Q_{md}$$

Q_{ent} = Gasto de entrada, en l. p. s.



Calculo

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE REGULARIZACION EN TANQUES

| TIEMPO EN HORAS | DEMANDAS O SALIDAS EN % | | ENTRADAS 8 Hs. | | EXCESANTES | | DEFICIT | | ACUMULATIVO | |
|-----------------|-------------------------|------|----------------|------|------------|------|---------|------|-------------|------|
| | | | % | M3. | % | M3. | % | M3. | % | m3. |
| 0-1 | | 45 | | | | | | -45 | | -45 |
| 1-2 | | 45 | | | | | | 45 | | -90 |
| 2-3 | | 45 | | | | | | 45 | | -135 |
| 3-4 | | 45 | | | | | | 45 | | -180 |
| 4-5 | | 45 | | | | | | 45 | | -225 |
| 5-6 | | 60 | | | | | | 60 | | -285 |
| 6-7 | | 90 | | | | | | 90 | | -375 |
| 7-8 | | 135 | 300 | | 165 | | | | | -210 |
| 8-9 | | 150 | 300 | | 150 | | | | | -60 |
| 9-10 | | 150 | 300 | | 150 | | | | | +90 |
| 10-11 | | 150 | 300 | | 150 | | | | | +240 |
| 11-12 | | 140 | 300 | | 160 | | | | | +400 |
| 12-13 | | 120 | 300 | | 180 | | | | | +580 |
| 13-14 | | 140 | 300 | | 160 | | | | | +740 |
| 14-15 | | 140 | 300 | | 160 | | | | | +900 |
| 15-16 | | 130 | | | | | 130 | | | +770 |
| 16-17 | | 130 | | | | | 130 | | | +640 |
| 17-18 | | 120 | | | | | 120 | | | +520 |
| 18-19 | | 100 | | | | | 100 | | | +420 |
| 19-20 | | 100 | | | | | 100 | | | +320 |
| 20-21 | | 90 | | | | | 90 | | | +230 |
| 21-22 | | 90 | | | | | 90 | | | +140 |
| 22-23 | | 80 | | | | | 80 | | | +60 |
| 23-24 | | 60 | | | | | 60 | | | 0 |
| | | 2400 | | 2400 | | 1275 | | 1275 | | |

Qent = 24 Qmd / 8

900 + 375 = 1275 / 100

COEF. = 12.75 Qmd; Volumen = $12.75 \times \frac{3600}{1000} \text{ Q md.} = 45.90 \text{ Qmd. (R3)}$

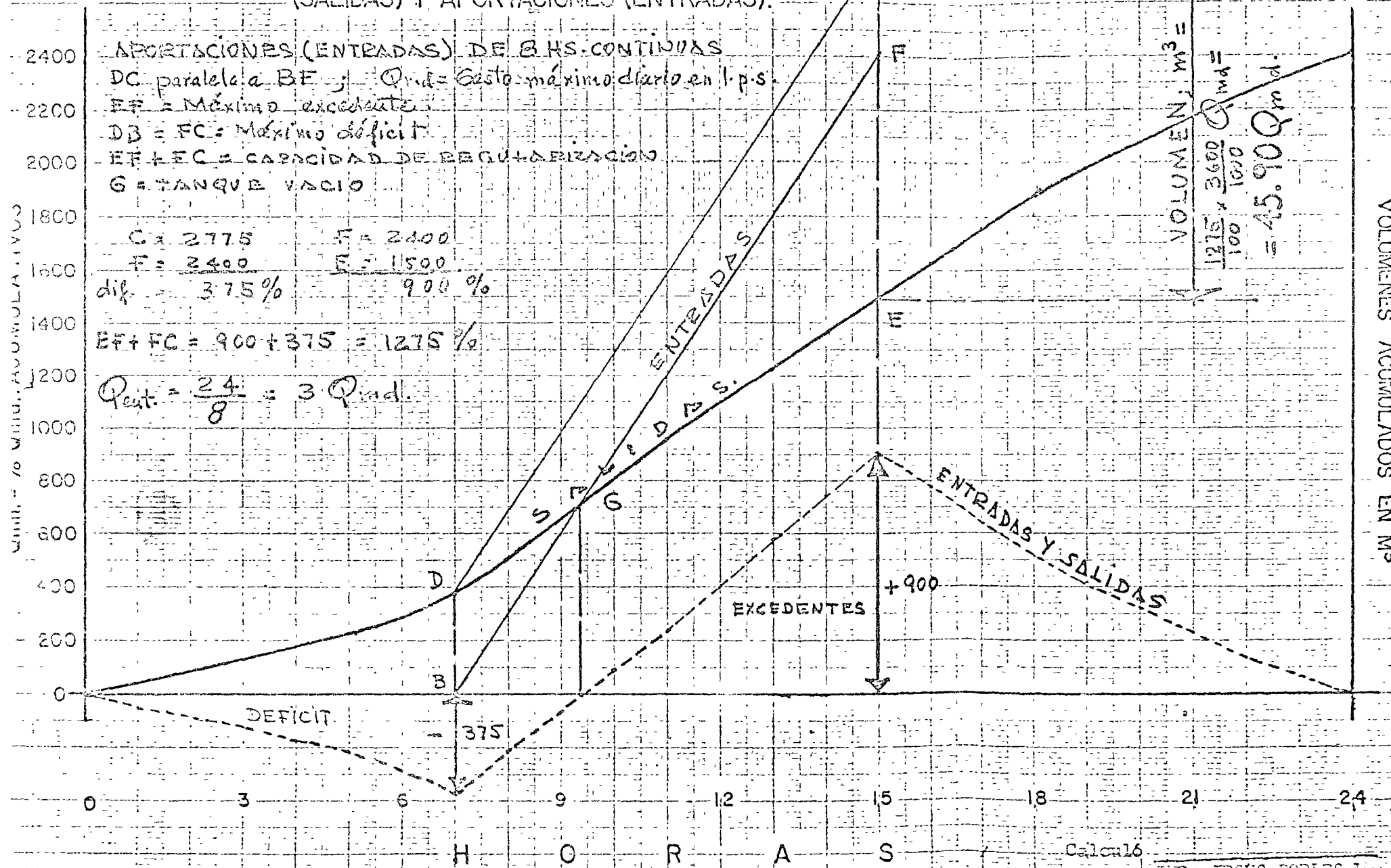
Qmd = Gasto máximo diario en l.p.s.

SERVICIO CONTINUO

Calculó

ING. JESUS ROBLES L.

DIAGRAMA DE MASAS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE TANQUES DE REGULARIZACION, APOYADAS EN LA LEY DE DEMANDAS HORARIAS (SALIDAS) Y APORTACIONES (ENTRADAS).



Calculó

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE REGULARIZACION EN TANQUES

| TIEMPO EN HORAS | DEMANDAS O SALIDAS EN % | ENTRADAS 8 HS. | | EXCEDENTES | | DEFICIT | | ACUMULATIVO | |
|-----------------|-------------------------|----------------|----|------------|----|---------|----|-------------|----|
| | | % | M3 | % | M3 | % | M3 | % | M3 |
| 0 - 1 | 45 | | | | | 45 | | -45 | |
| 1 - 2 | 45 | | | | | 45 | | -90 | |
| 2 - 3 | 45 | | | | | 45 | | -135 | |
| 3 - 4 | 45 | | | | | 45 | | -180 | |
| 4 - 5 | 45 | | | | | 45 | | -225 | |
| 5 - 6 | 60 | | | | | 60 | | -285 * | |
| 6 - 7 | 90 | 300 | | 210 | | | | -75 | |
| 7 - 8 | 135 | 300 | | 165 | | | | +90 | |
| 8 - 9 | 150 | 300 | | 150 | | | | +240 | |
| 9 - 10 | 150 | 300 | | 150 | | | | +390 | |
| 10 - 11 | 150 | 300 | | 150 | | | | +540 | |
| 11 - 12 | 140 | 300 | | 160 | | | | +700 | |
| 12 - 13 | 120 | 300 | | 180 | | | | +880 | |
| 13 - 14 | 140 | 300 | | 160 | | | | +1040 * | |
| 14 - 15 | 140 | | | | | 140 | | +900 | |
| 15 - 16 | 130 | | | | | 130 | | +770 | |
| 16 - 17 | 130 | | | | | 130 | | +640 | |
| 17 - 18 | 120 | | | | | 120 | | +520 | |
| 18 - 19 | 100 | | | | | 100 | | +420 | |
| 19 - 20 | 100 | | | | | 100 | | +320 | |
| 20 - 21 | 90 | | | | | 90 | | +230 | |
| 21 - 22 | 90 | | | | | 90 | | +140 | |
| 22 - 23 | 80 | | | | | 80 | | +60 | |
| 23 + 24 | 60 | | | | | 60 | | 0 | |
| SUMA | 2400 | 2400 | | 1325 | | 1325 | | | |

Qent = $\frac{24}{8}$ Qmd = 3 Qmd; continuas

$\frac{1040 + 285}{100} = \frac{1325}{100} = 13.25$

Coef = 13.25 Qmd; Volúmen = $13.25 \times \frac{3600}{1000} \times Qmd = 47.70 \text{ Qmd (m3)}$

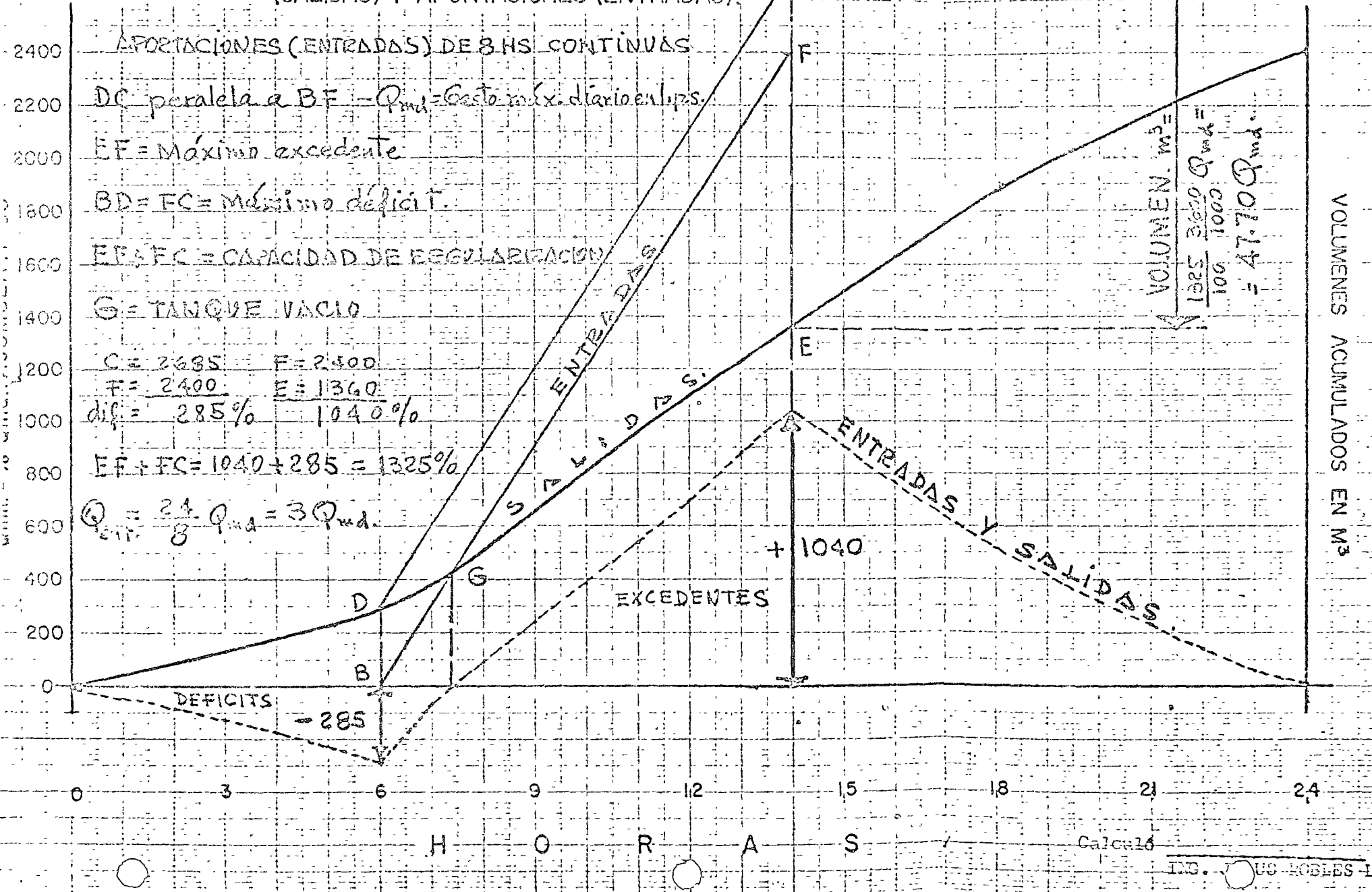
Qmd = Gasto máximo diario en l.p.s.

SERVICIO CONTINUO

Calculó

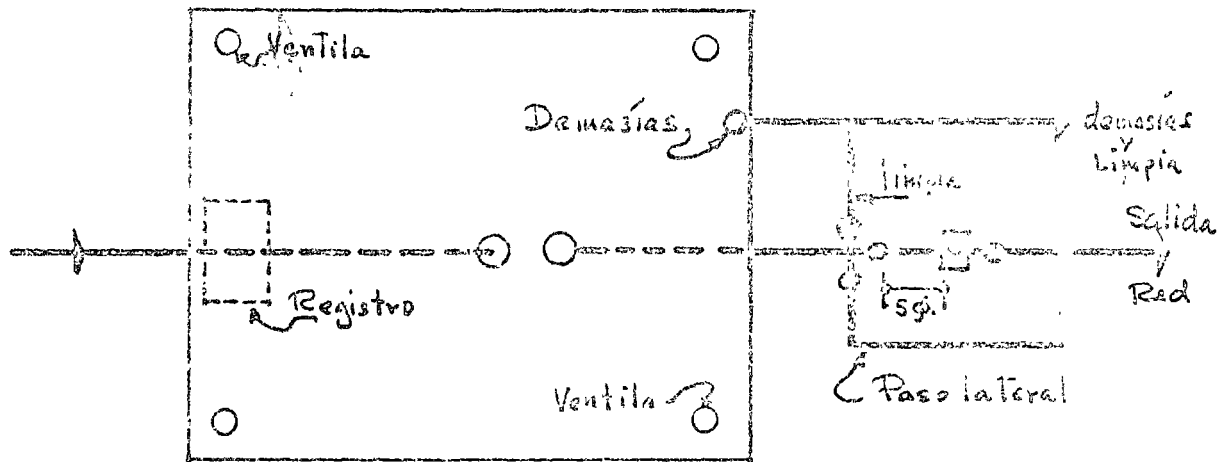
ING. JESUS ROBLES L.

DIAGRAMA DE MASAS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE TANQUES DE REGULARIZACION, APOYADAS EN LA LEY DE DEMANDAS HORARIAS (SALIDAS) Y APORTACIONES (ENTRADAS).

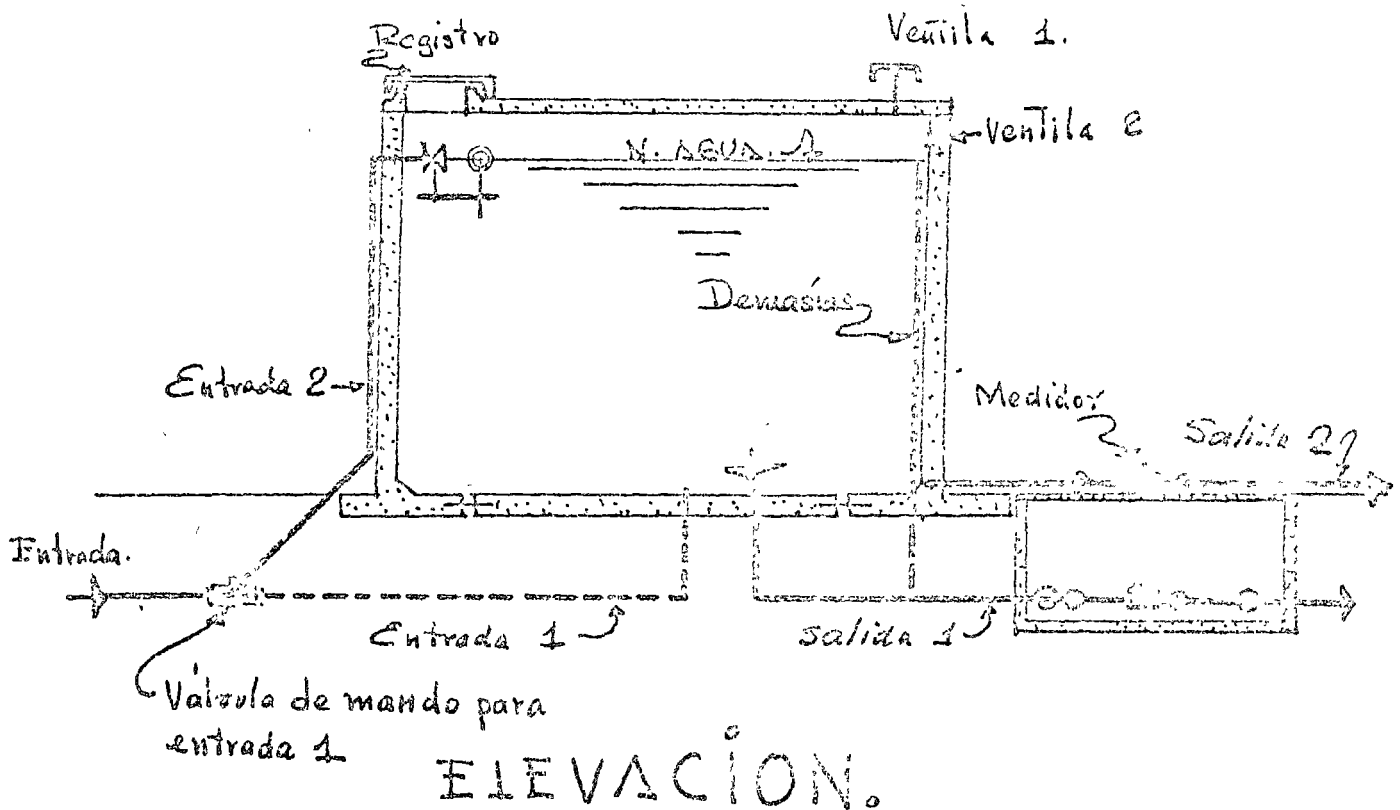


4) TUBERIAS, VALVULAS Y ACCESORIOS.

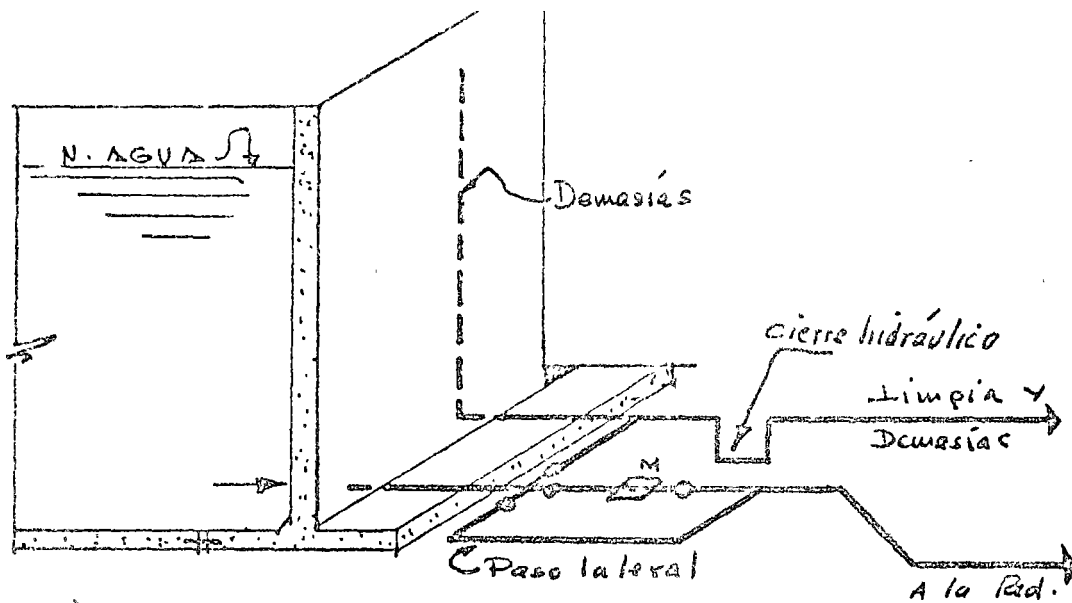
Para que un tanque de regularización y/o de almacenamiento ó cárcamo de rebombeo funcione eficientemente, se requiere instalar válvulas, piezas especiales convenientemente distribuidas y con diámetros adecuados. Las piezas especiales serán de fierro fundido hasta 300 mm (12") ϕ y de acero con espesor adecuado al diámetro, revestido y protegido con materiales anticorrosivos, desde 350 mm (14") ϕ y mayores.



PLANTA.



ELEVACION.



4.1) Tubería de entrada:

La solución 1 (entrada por el fondo) se emplea generalmente en tanques superficiales de concreto presforzado ó cuando se tienen tirantes de agua superiores a 4 m. También se usa en tanques con tirantes menores de 4 m.

La solución 2 se usa para tanques que tienen tirantes de agua menores de 4 m.

Cuando se emplee la válvula de flotador en la descarga de las conducciones (generalmente de bombco) ésta debe ser siempre de cierre lento operada con piloto interno y su diámetro debe ser el más económico.

Diámetro económico de la válvula de flotador = amortización anual del importe de la válvula e instalación + costo anual de energía eléctrica (deben escogerse cuando menos 3 diámetros para comparar costos anuales).

4.2) Tuberías de salida (alimentación red):

Solución 1 (salida por el fondo). Se emplea para tanques de concreto-preforzado y también para los tanques superficiales tradicionales.

Solución 2 (salida lateral). Se usa en los tanques superficiales tradicionales.

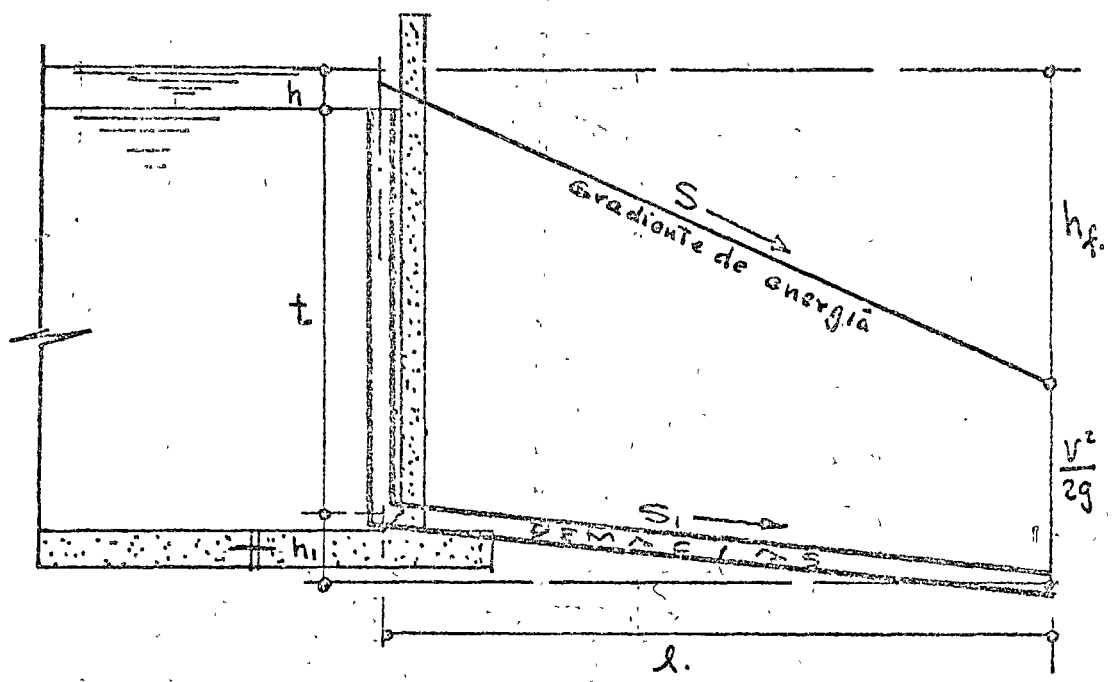
Los diámetros serán los determinados por el diseño hidráulico de la línea de alimentación de la red.

Se recomienda instalar siempre sobre la línea de alimentación de la red, un sistema de medición tipo presión diferencial con indicación, registro y totalizador de gasto, con objeto de registrar las variaciones horarias de consumos de la red de distribución.

El diámetro de la tubería de limpia será igual al de la tubería de alimentación de la red para diámetros hasta 300 mm (12") y 350 mm (14") y mayores, de acuerdo con el criterio del proyectista para desalojar el agua en un tiempo corto ó largo.

4.3) La tubería de demasías tendrá un diámetro adecuado para desalojar en un tiempo mínimo, el gasto máximo diario ó de bombeo que está llegando al tanque; para determinar el diámetro del tubo de demasías, se empleará la fórmula general para el cálculo del gasto en orificios:

$$Q = CA\sqrt{2gh}$$



$$h = \left(\frac{Q}{CA}\right)^2 / 2g \quad \therefore$$

h = carga sobre las demasías en metros

Q = Gasto máximo diario ó de bombeo, en m³/seg

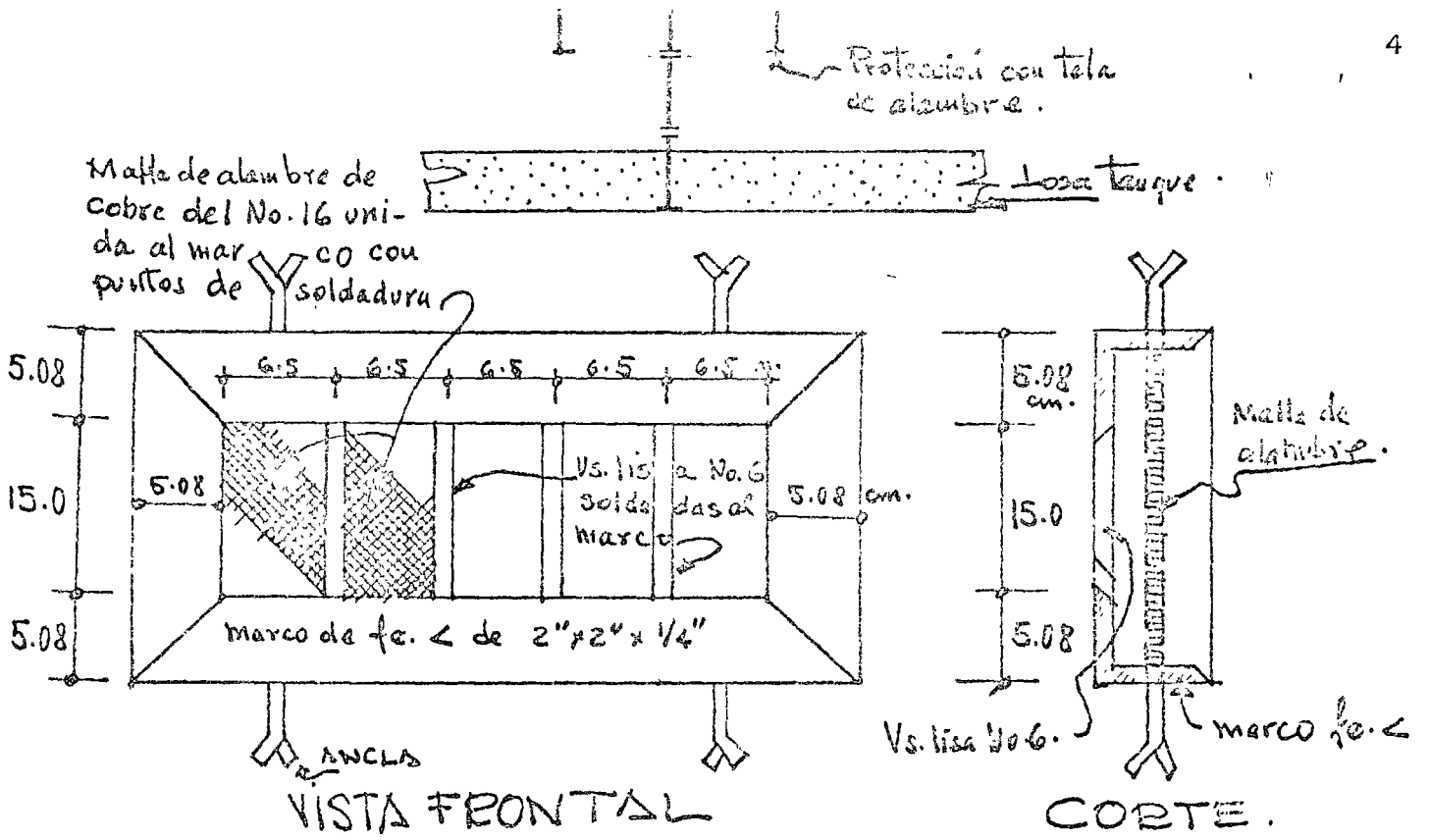
C = Coeficiente de descarga para orificios circulares de arista viva = 0.600

A) Area del tubo ó tubos de demasías, en m²

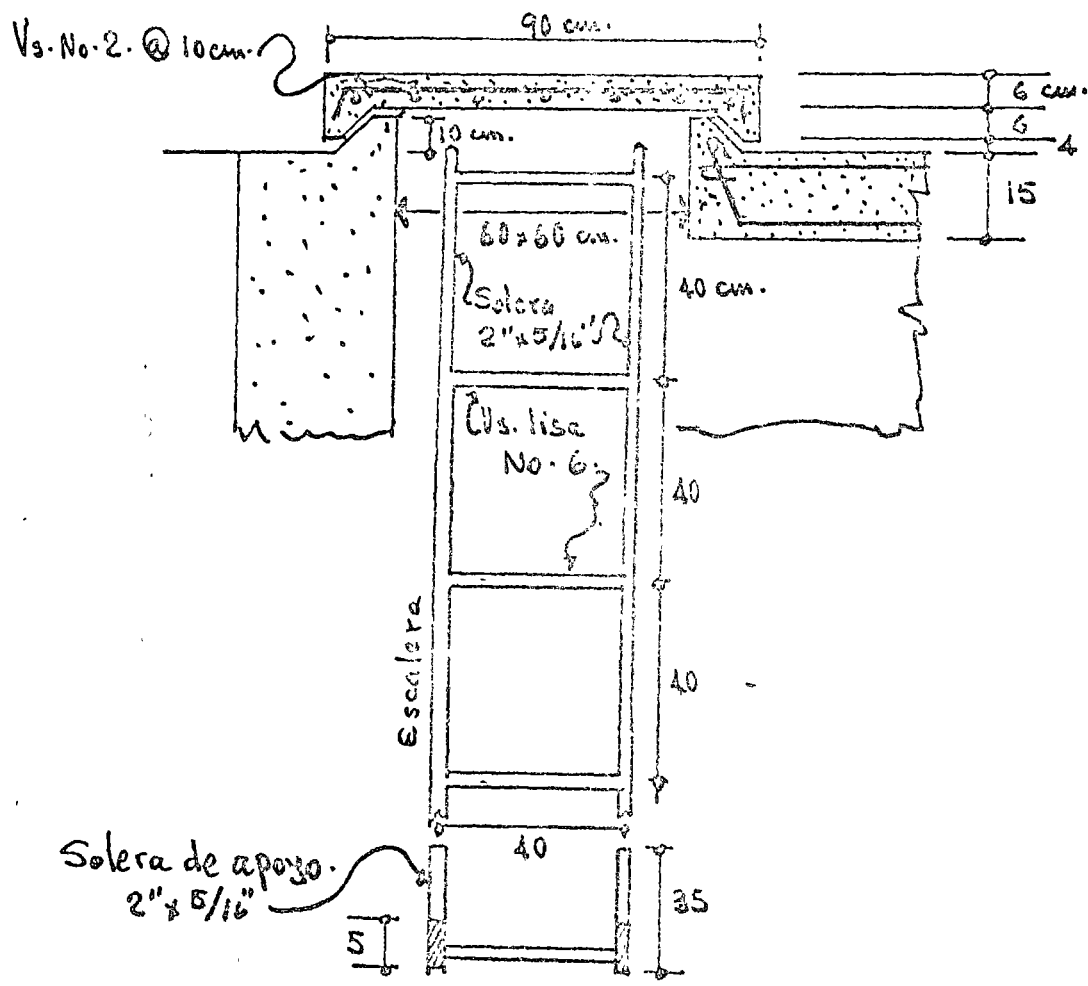
4.5) En las tuberías de entrada y salida, y limpia se instalarán válvulas de seccionamiento, recomendándose las tipo de MARIPOSA para diámetros mayores de 300 mm (12").

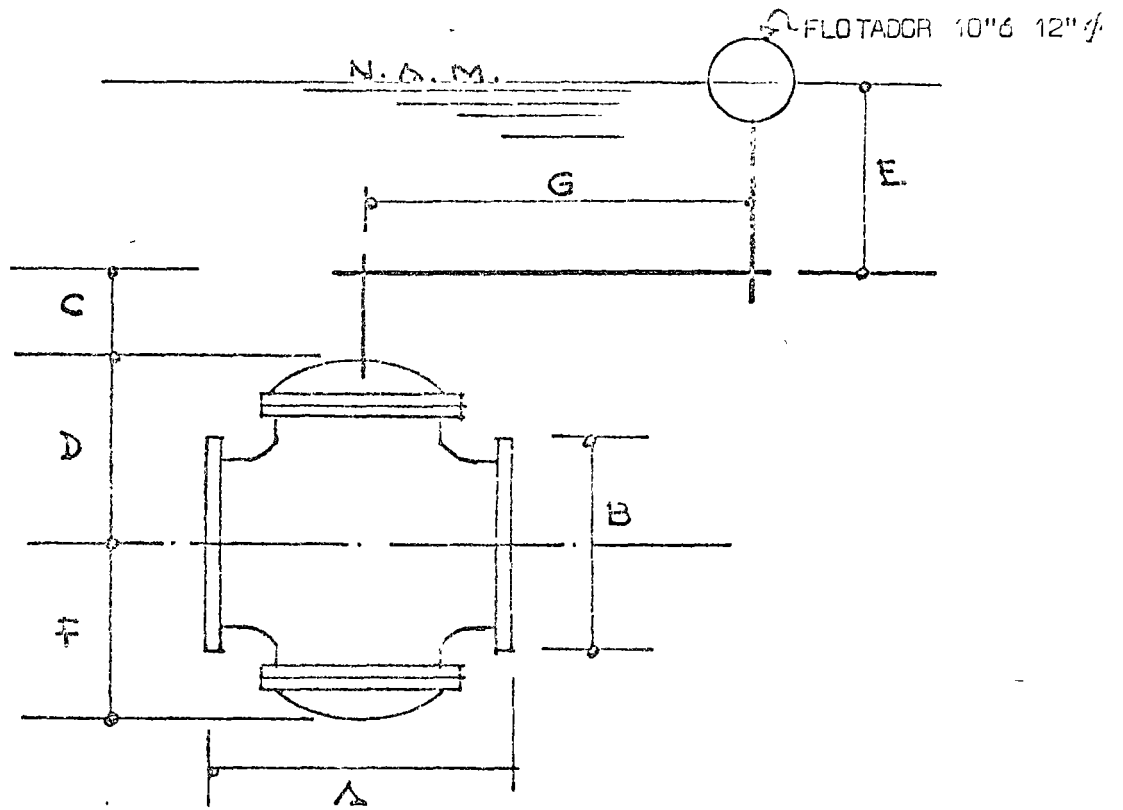
4.6) Ventilas. Son dispositivos hidráulicos que se colocan en las partes superiores ó laterales del tanque para comunicar la cámara con el exterior y así romper la presión hidráulica de la conducción.

La disposición de las ventilas, pueden ser como se ilustra enseguida:



4.7) Registros y Escalera. Los registros y escaleras de los tanques y cárcamos se construyen para inspección, limpieza ó reparaciones que en el futuro se hagan en el interior del tanque. Se ilustra el tipo de registro y escalera empleado en tanque superficial.





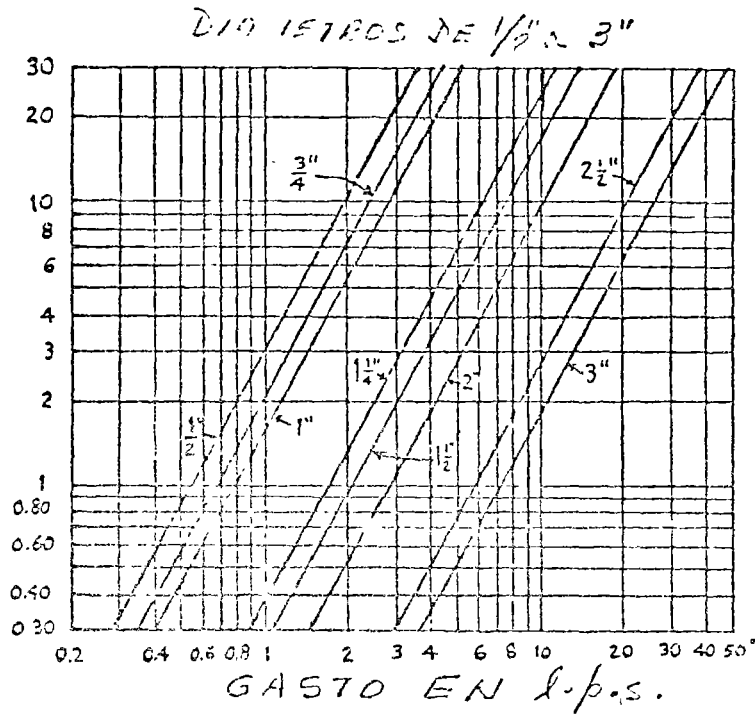
Diámetro de la válvula

| | 4"φ | 6"φ | 8"φ | 10"φ | 12"φ |
|-----------|-----|-----|-----|------|------|
| A | 36 | 45 | 60 | 63 | 76 |
| B | 23 | 28 | 34 | 41 | 48 |
| C | 20 | 25 | 35 | 35 | 45 |
| D | 17 | 23 | 32 | 36 | 44 |
| E | 35 | 35 | 40 | 40 | 40 |
| F | 17 | 23 | 32 | 36 | 44 |
| G | 50 | 50 | 60 | 60 | 70 |
| D + C + E | 70 | 80 | 105 | 110 | 130 |

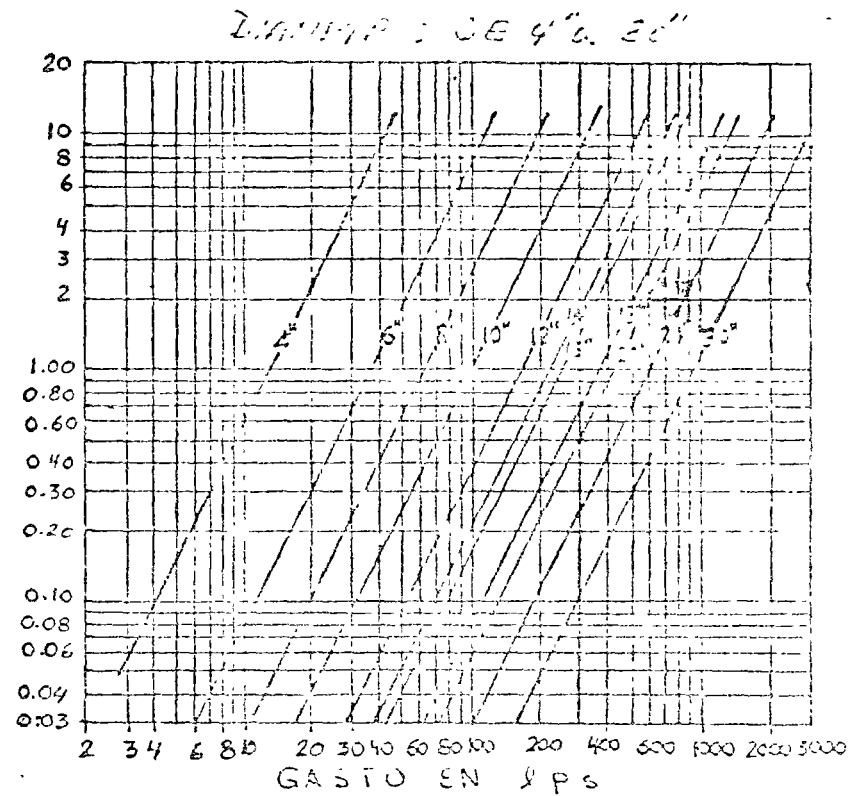
VALVULAS DE FLOTADOR marca ROSS de cierre lento opera con piloto interno
Dimensiones en centímetros

PERDIDAS DE CARGA EN VALVULAS DE FLOTADOR

PERDIDAS DE CARGA EN METROS COLUMNA DE AGUA



PERDIDAS DE CARGA EN METROS COLUMNA DE AGUA



NOTA.- Estas gráficas se tomaron del boletín n.º 104 correspondiente a válvulas de flotador marca Ross, transformando las unidades del sistema inglés al sistema métrico decimal.

IMPORTANTE: Con la ayuda del catálogo debe seleccionarse la válvula adecuada, siguiendo las recomendaciones que se citan como son las presiones máximas ó mínimas que se requieren a la entrada de la válvula. Estas válvulas que operan con piloto interno, cierran y abren lentamente evitando así el golpe de ariete en el momento del cierre.

Calculó: **ING. JOAQUIN CHAVEZ Z.**
Supervisó: **ING. JESUS ROBLES L.**

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DEPARTAMENTO DE AGUA POTABLE

4.8) Medición. La medición de flujos se efectúa mediante dispositivos ó instrumentos que lo hacen no en forma directa, sino que relacionan el -- flujo con cargas ó presiones diferenciales, provocada por el paso de un fluido a través de una restricción colocada en la tubería, a esta restricción se le llama ELEMENTO PRIMARIO y a la parte que detecta la diferencial de presión ELEMENTO SECUNDARIO.

ELEMENTO PRIMARIO: (placa de orificio ó tubo de choque de pitot) Este elemento debe colocarse en un tramo recto de tubería y estará de acuerdo con el flujo por pasar, ya sea gas, vapor ó líquido; la condición principal que debe observarse para tener un buen funcionamiento es -- que el flujo sea laminar antes de la restricción ó del orificio de medición.

Las longitudes mínimas de tubería recta para flujos de líquidos ó vapor, se dan en el anexo 21 y los arreglos típicos aparecen en los ---- anexos 22 y 23.

Las tomas de alta y baja presión diferencial que se conocen son:

- De bridas
- De tubería
- De vena Contracta
- De tobera

Las tomas deben estar localizadas a determinadas distancias de la restricción ó del orificio de medición, estas normas se pueden ver en los anexos 24 y 25

ELEMENTO SECUNDARIO: (Unidad medidora) Estos dispositivos miden la diferencial producida en los elementos primarios y la convierten en una señal que transmite la información que la indica, registra y totaliza.

Los instrumentos secundarios son: el manómetro de mercurio, los llamados medidores sin mercurio ó de diafragma y varias clases de transmisores electrónicos y neumáticos de fuerza-equilibrio y movimiento-equilibrio.

La unidad medidora estará rígidamente soportada y la posición dependerá de las características del flujo por medir, según se trate de una tubería horizontal ó vertical.

La unidad medidora, se colocará abajo del tubo, cuando se trate de una línea horizontal; ver figuras 14 y 15 del anexo 22, cuando la línea es vertical, la instalación de la unidad medidora, se efectuará como se indica en la figura No 16 del anexo 22, con la condición de que -- las tomas de presión diferencial queden al mismo nivel.

5.- CLASIFICACION Y TRANSMISION DE NIVELES

Por el conjunto de instrumentos de señalización y transmisión de niveles que se plantean en cada diseño, son de importación y en México se tienen únicamente representantes exclusivos de diversas firmas extranjeras que cumplen plenamente sus funciones de:

- Brindar asistencia técnica en los proyectos, adecuándose a las necesidades de la industria del agua.
- Brindar asistencia técnica al contratista encargado de la ejecución.
- Realizar instalaciones.
- Poner en servicio las instalaciones.
- Preparar al personal directivo y operador.

Enseguida se da una relación de algunos representantes exclusivos.

- Ingeniería Eléctrica y Sanitaria, S.A. representante de Healy-Ruff Company.
- Controles automáticos, representantes de Enterprice S.A.
- Lavi, S.A. de C.V.
- Valcon, Méx. S.A.
- Telesistemas e Instrumentación, S.A. de C.V.
- Shultz y Cia, S.A.
- Ingeniería y mantenimiento Industrial, S.A., representantes de Clayton, Valves, Co.

5.1.- Lectura directa.- En todos los tanques, debe generalizarse la instalación de un dispositivo para indicar las variaciones del nivel del agua. El aparato indicador de nivel está constituido por un flotador y poleas que transmite las variaciones del nivel del agua a un indicador que se desliza a lo largo de una regla graduada. (fig. 27)

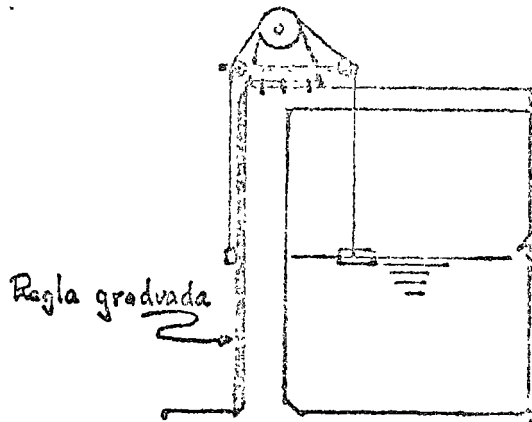


fig. 27.

Este tipo de indicador de nivel, asociado a una caja de alimentación que suministra una corriente proporcional al nivel, permite controlar a equipos de electrobombas.

Existen en el mercado, infinidad de tipos de dispositivos indicadores de nivel, seleccionándose los que convengan más.

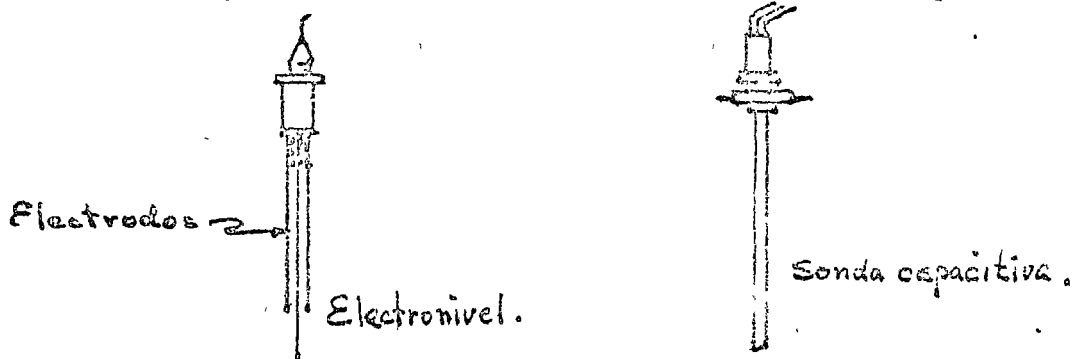
5.2.- Transmisión hidráulica.- Esta se transmite mediante el cierre automático de una válvula de flotador instalada en la descarga de la línea o una válvula de altitud (caso de tanques elevados y tirante de agua mayores de 6 m.) o de diafragma también instalada sobre la línea y cercanos a los tanques: (Ver anexo 28).

Estos dispositivos solo evitarán derrames del agua y asociados, con Mer - coid, etc. permitirán el control de equipos de electrobombas.

5.3.- Transmisión con ondas eléctricas.- Generalmente se hace uso de cables tipo teléfono para enviar la señal desde los tanques en función de las variaciones de nivel del agua.

El calibre del cable para enviar las señales se determinará de acuerdo con la distancia que exista entre el tanque y la recepción de la señal (estaciones de bombeo).

La indicación de niveles en el tanque se hace por medio de flotadores como se indica en la figura 27 o bien con electroniveles o sonda capacitiva.



5.4.- Transmisión con ondas o vía hertziana. Los especialistas en el campo de controles, han desarrollado una infinidad de equipos complejos que permiten resolver los problemas planteados a los encargados de los servicios de agua en el terreno de la centralización de la información de los automatismos de las estaciones de bombeo y de los dispositivos de regulación en las estaciones o plantas potabilizadoras y de tratamiento de aguas.

Estos "conjuntos complejos" disponen de telecontrol por vía hertziana o por conductores de los grupos electrobombas de las estaciones de bombeo en función del nivel del agua de los depósitos o tanques.

Telemedición por vía hertziana del nivel de varios depósitos e indicación en un panel central.

Televigilancia de un conjunto de estaciones de bombeo o tratamiento.

Telemando de grupos electrobombas, válvulas de regulación, seguridad, desde el puesto central.

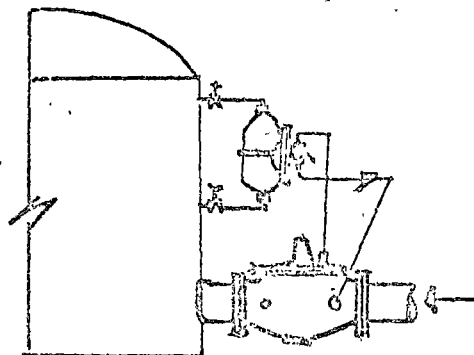
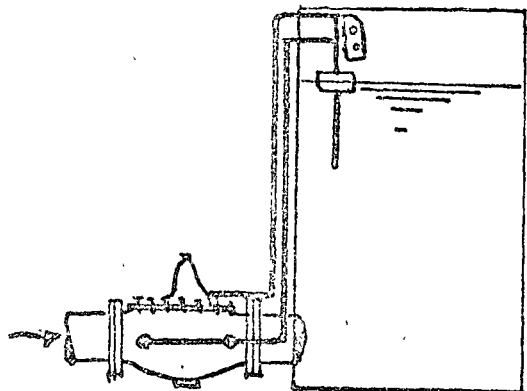
Edición de un diario por medio de una impresora que permite seguir todos los parámetros necesarios para la vigilancia y control de una red de distribución.

En la transmisión por vía hertziana, puede considerarse la radio telefonía usada en varios sistemas de la República.

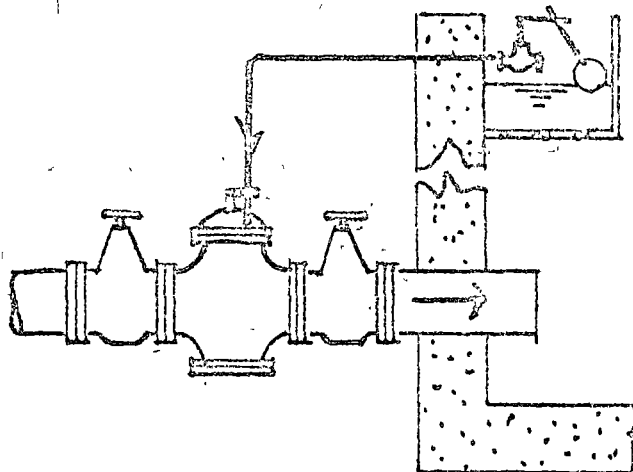
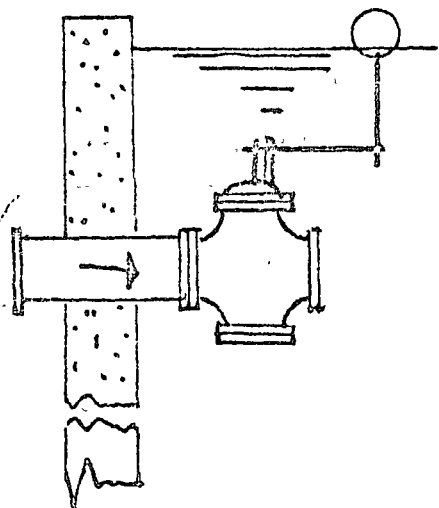
Cualquier problema de control está influenciado por: La naturaleza del control que se requiere, la tolerancia aceptada, el costo, los tipos -- disponibles, las limitaciones de cada uno de ellos, las ventajas y desventajas relativas de unos con relación a otros.

El sistema de control automático o semiautomático se montan frecuentemente en Tableros y consolas de control centralizado, con el fin de equilibrar la oferta con la demanda durante un lapso de tiempo de los sistemas de agua potable tratados como una industria.

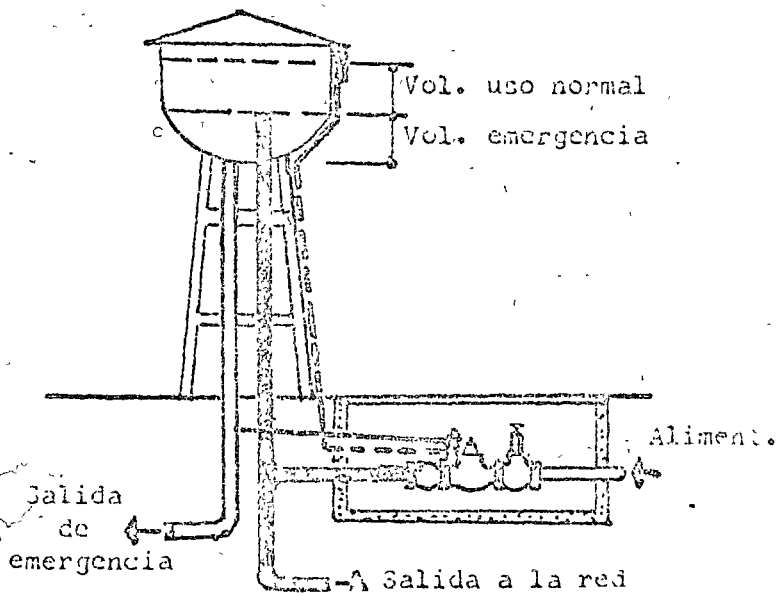
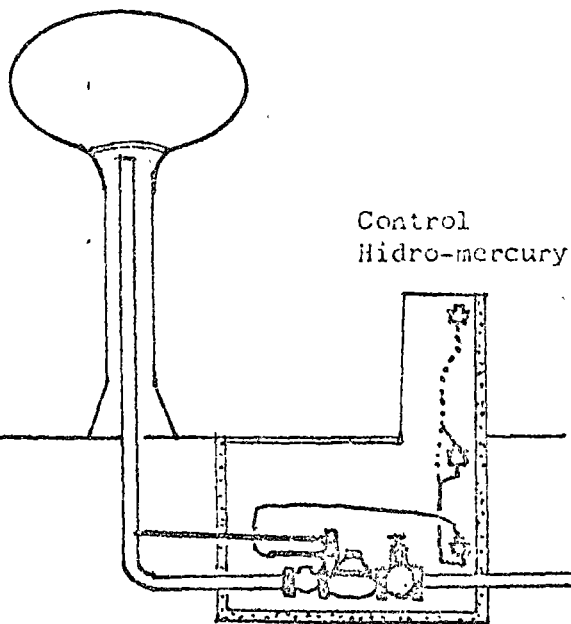
JRL'eb



DISPOSICION PARA TANQUES SUPERFICIALES

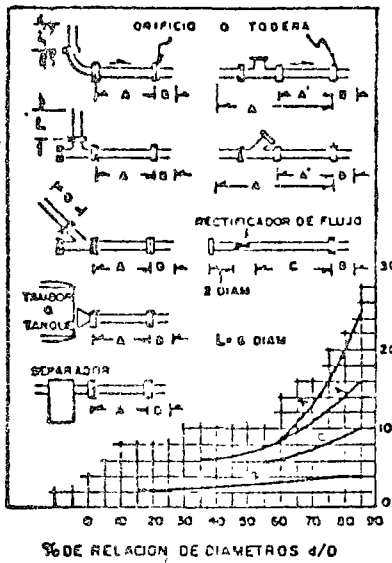


USO DE VALVULAD DE ALTITUD



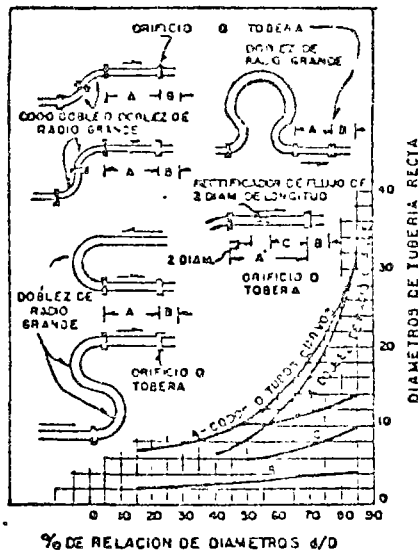
ESQUEMA 1

PARA ORIFICIOS Y TOBERAS
TODA LA TUBERIA EN EL MISMO PLANO



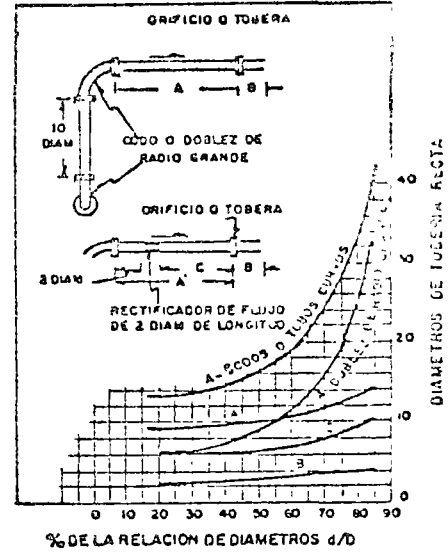
ESQUEMA 2

PARA ORIFICIOS Y TOBERAS
TODA LA TUBERIA EN EL MISMO PLANO



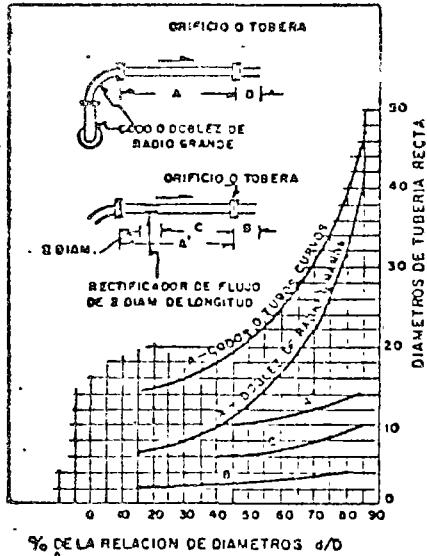
ESQUEMA 3

PARA ORIFICIOS Y TOBERAS
CON LA TUBERIA EN DIFERENTE PLANO



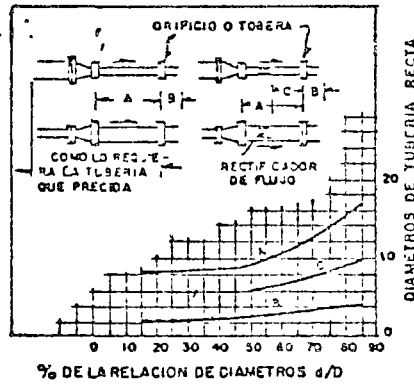
ESQUEMA 4

PARA ORIFICIOS Y TOBERAS
CON LA TUBERIA EN DIFERENTE PLANO



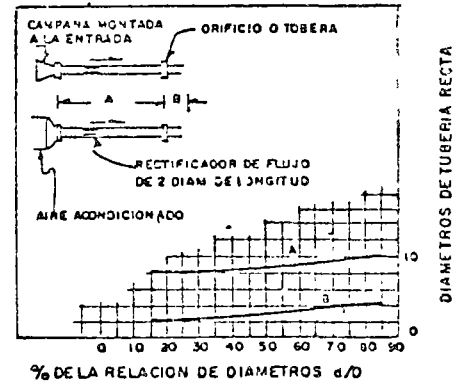
ESQUEMA 5

PARA ORIFICIOS Y TOBERAS
CON REDUCCIONES Y EXPANSIONES

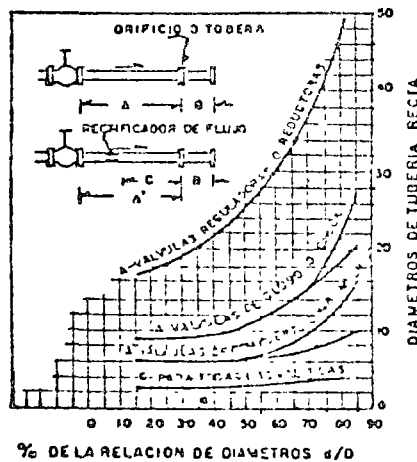


ESQUEMA 6

PARA ORIFICIOS Y TOBERAS
EN TÓMAS DE AIRE ATMOSFERICO

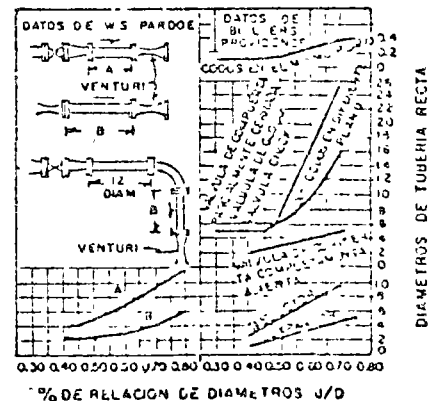


ESQUEMA 7
VALVULAS



ESQUEMA 8

PARA TUBOS VENTURI



ACCESORIOS PERMITIDOS EN EL LADO DE SALIDA
EN LUGAR DE TUBERIA RECTA

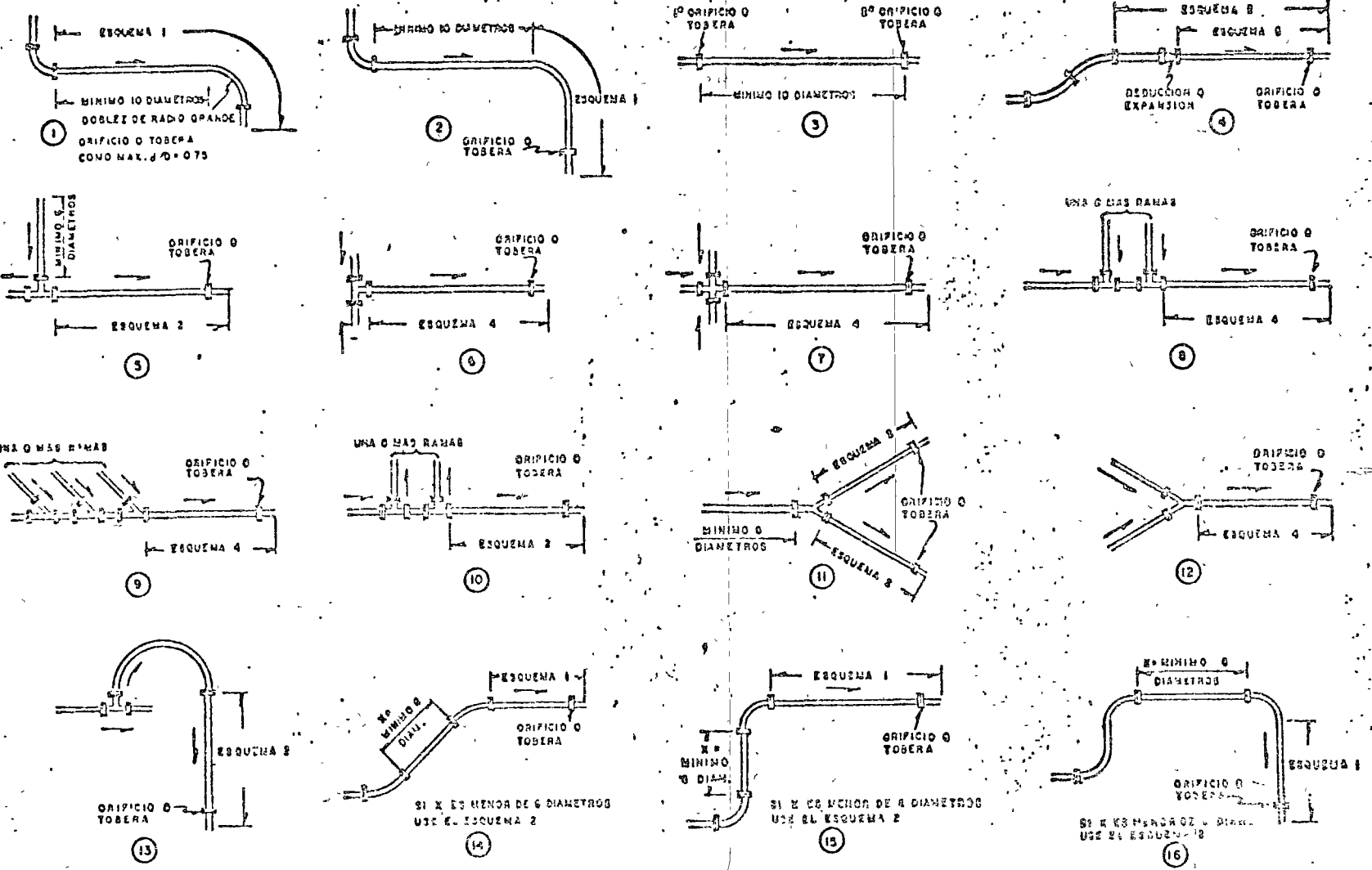
| 0.0-0.50 d/D | 0.50-0.60 d/D |
|-------------------------|---|
| 1. TEES | 1. TEES |
| 2. COODS DE 45° | 2. JUNTAS DE EXPANSION |
| 3. VALVULA DE COMPUERTA | 3. VALVULAS DE COMPUERTA |
| 4. SEPARADORES | 4. CONEXION Y |
| 5. CONEXION Y | 5. SEPARADOR |
| 6. JUNTAS DE EXPANSION | (SI EL CUELLO DE LA ENTRADA ES DE UN DIAMETRO DE LONG.) |
| 0.60-0.70 d/D | 0.70-0.80 d/D |
| 1. VALVULAS DE PASO | 1. VALVULAS DE COMPUERTA |
| 2. CONEXION Y | 2. DOBLEZ DE RADIO GRANDE |
| 3. SEPARADOR | (SI EL CUELLO ES DE UN DIAMETRO DE LONG.) |

PUBLICACION DE LA ASME 1959

FIGURA 2

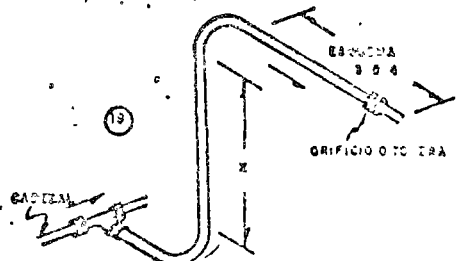
ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION

ARREGLOS TÍPICOS DE TUBERÍA CON DOBLEZES EN EL MISMO PLANO; REFERIDOS A LOS ESQUEMAS DE LA FIGURA 1

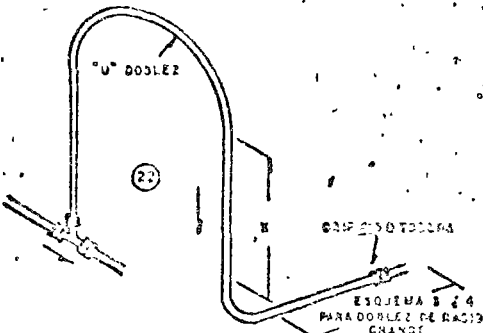


ARREGLOS TÍPICOS DE TUBERÍA CON DOBLECES EN DIFERENTE PLANO, REFERIDOS A LOS

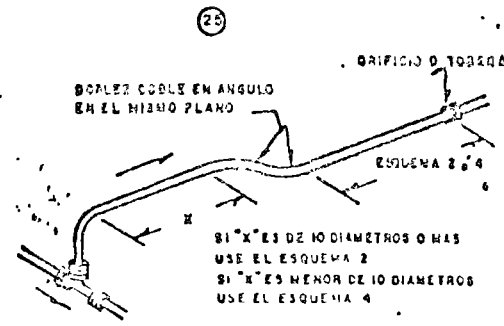
ESQUEMAS DE LA FIGURA 1



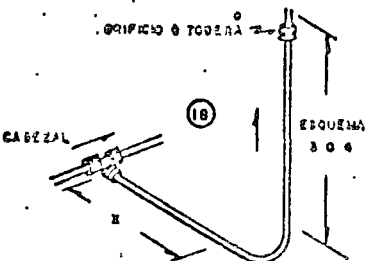
SI "X" ES DE 10 DIAMETROS O MAS USE EL ESQUEMA 3
 SI "X" ES MENOR DE 10 DIAMETROS USE EL ESQUEMA 4



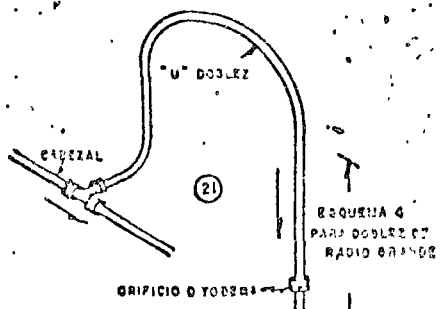
SI "X" ES DE 10 DIAMETROS O MAS USE EL ESQUEMA 3
 SI "X" ES MENOR DE 10 DIAMETROS USE EL ESQUEMA 4



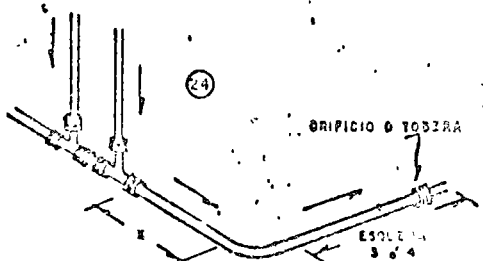
SI "X" ES DE 10 DIAMETROS O MAS USE EL ESQUEMA 2
 SI "X" ES MENOR DE 10 DIAMETROS USE EL ESQUEMA 4



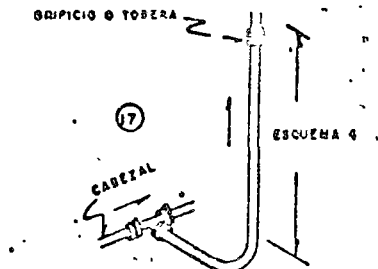
SI "X" ES DE 10 DIAMETROS O MAS USE EL ESQUEMA 3
 SI "X" ES MENOR DE 10 DIAMETROS USE EL ESQUEMA 4



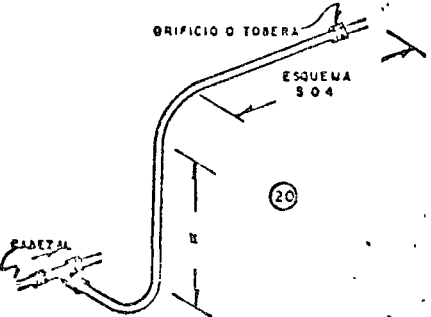
ESQUEMA 4 PARA DOBLEZ DE RADIO GRANDE



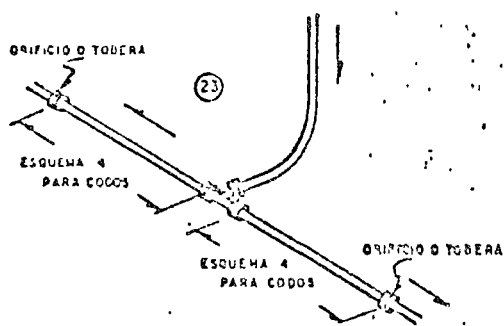
SI "X" ES DE 10 DIAMETROS O MAS USE EL ESQUEMA 3
 SI "X" ES MENOR DE 10 DIAMETROS USE EL ESQUEMA 4



SI UN DOBLEZ DE TUBO DE RADIO GRANDE, CODO O DOBLEZ DE DOBLE VUELTA PRECEDEN AL TRAMO DE TUBO RECTO, TOMEN "X" DE LA CURVA CORRESPONDIENTE AL CASO DEL ESQUEMA 4



SI "X" ES DE 10 DIAMETROS O MAS USE EL ESQUEMA 3
 SI "X" ES MENOR DE 10 DIAMETROS USE EL ESQUEMA 4



ESQUEMA 4 PARA CODOS

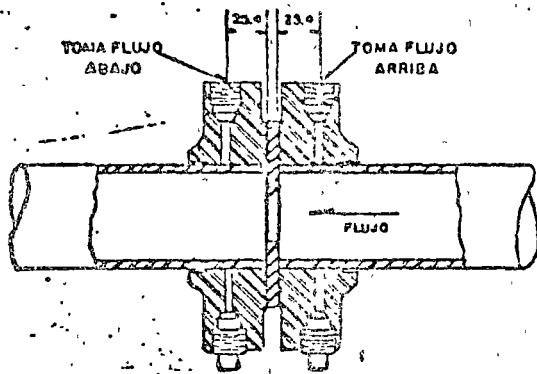
PEMER-1963 - GERENCIA DE INSPECCION Y VERIFICACION DE CONSTRUCCION

Handwritten signature

ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION

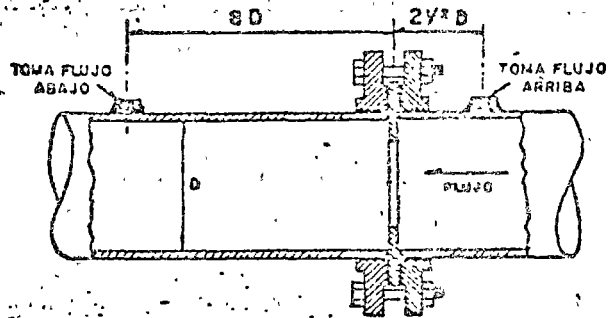
FIGURAS 5, 6 y 7

FIGURA N° 5



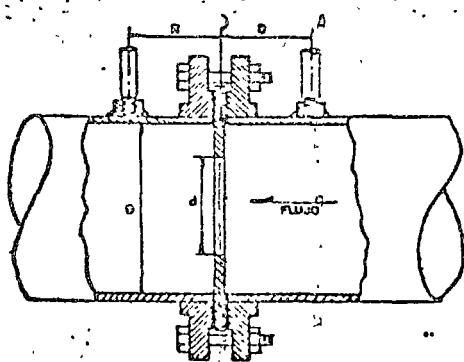
TOMAS DE BRIDA

FIGURA N° 6

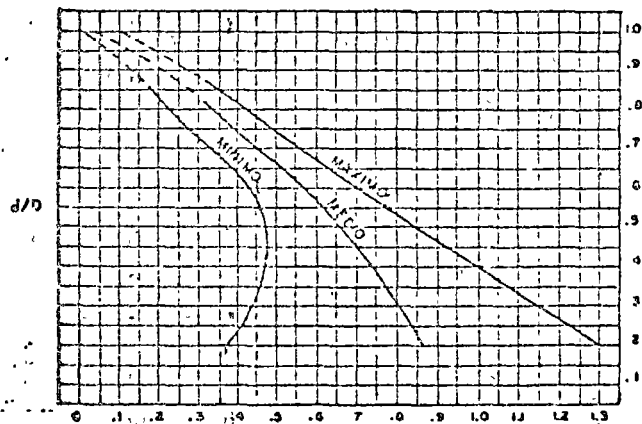


TOMAS DE TUBERIA

FIGURA N° 7

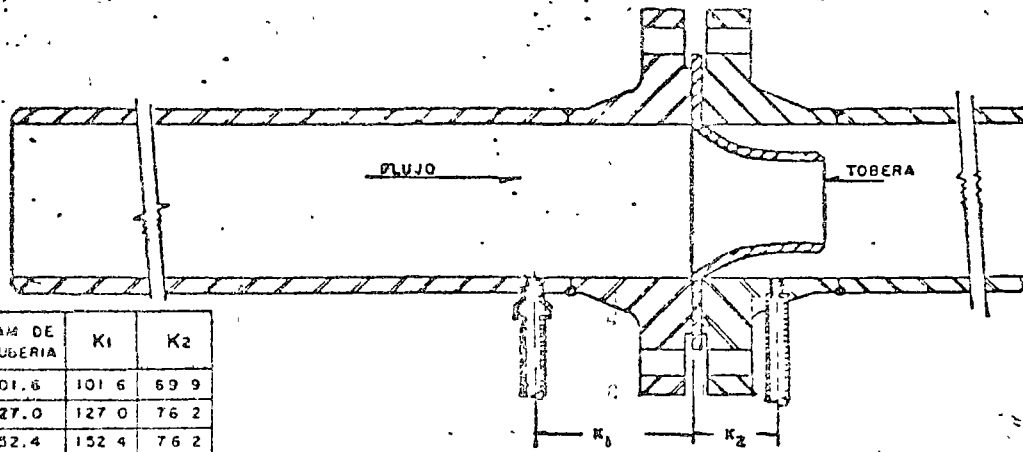


TOMAS DE VENA CONTRACTA



DISTANCIA DE LA VENA CONTRACTA EXPRESADA EN DIAMETROS INTERIORES DE TUBERIA. (R)

INSTALACION DE TOBERAS, MOSTRANDO SUS DISTANCIAS K_1 y K_2 DE LAS TOMAS DE PRESION DIFERENCIAL.



| DIAM DE TUBERIA | K_1 | K_2 |
|-----------------|-------|-------|
| 101.6 | 101.6 | 69.9 |
| 127.0 | 127.0 | 76.2 |
| 152.4 | 152.4 | 76.2 |
| 203.2 | 203.2 | 101.6 |
| 254.0 | 254.0 | 127.0 |
| 304.8 | 304.8 | 152.4 |
| 355.6 | 355.6 | 177.8 |
| 406.4 | 406.4 | 203.2 |
| 457.2 | 457.2 | 228.6 |
| 508.0 | 508.0 | 254.0 |
| 609.6 | 609.6 | 304.8 |
| 762.0 | 762.0 | 381.0 |

MEDIDAS EN MILIMETROS

FIGURA 8

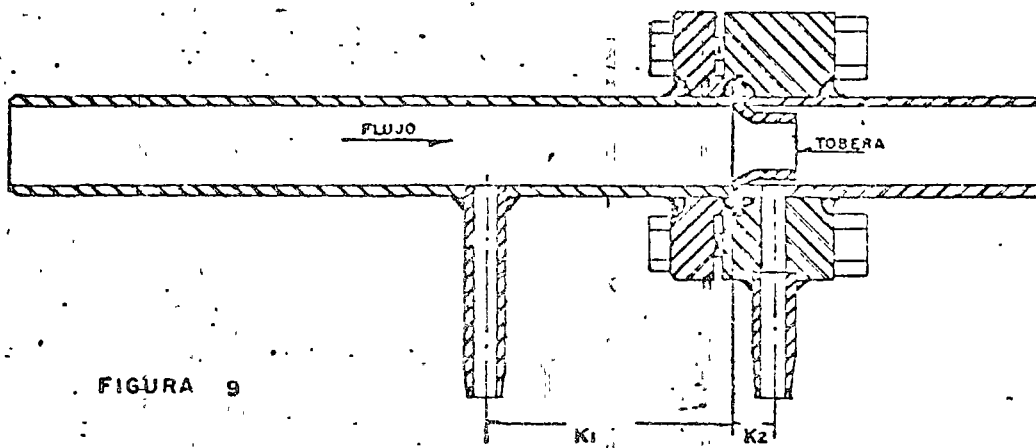


FIGURA 9

PARA VAPOR, GAS Y LIQUIDOS

| DIAM. DE TUBERIA | K_1 | K_2 |
|------------------|-------|-------|
| 25.4 | 98.4 | 17.5 |
| 38.1 | 98.4 | 17.5 |
| 50.8 | 98.4 | 20.6 |
| 63.5 | 101.6 | 23.8 |
| 76.2 | 101.6 | 30.2 |

MEDIDAS EN MILIMETROS

ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION

TABLA 1

LOCALIZACION PARA LA TOMA DE VENA CONTRACTA DEL LADO DE FLUJO DESCENDENTE

| RELACION DE DIAMETROS D/d | D I S T A N C I A (R) E N F U N C I O N D E | | |
|------------------------------|--|-------|--------|
| | MINIMO | MEDIO | MAXIMO |
| 0.2 | 0.37 | 0.85 | 1.30 |
| 0.3 | 0.44 | 0.80 | 1.25 |
| 0.4 | 0.47 | 0.73 | 1.00 |
| 0.5 | 0.47 | 0.66 | 0.84 |
| 0.6 | 0.42 | 0.57 | 0.70 |
| 0.7 | 0.35 | 0.45 | 0.55 |
| 0.8 | 0.25 | 0.33 | 0.41 |

6) HIGIENE Y SEGURIDAD.

Todos los tanques deberán protegerse contra encharcamientos de agua de lluvia por medio de cunetas, contracunetas ó drenes para el lote y la losa superior del tanque dándole una pendiente mínima del 2%.

La unión de la losa inferior con los muros del tanque — siempre deben rematarse con un chaflán.

Los tanques metálicos deberán protegerse con un apartarrazos y los elevados con una señal roja en la parte más alta.

Deberán protegerse con cercas de alambre ó muros en todo el perímetro del terreno donde se ubica el tanque, inclusive debe arreglarse arquitectónicamente el lugar, para hacerlo de recreo; las válvulas y conexiones visibles deberán pintarse con anticorrosivos.

BIBLIOGRAFIA

- 1) Normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana.—Secretaría de Recursos-Hidráulicos.
- 2) Puerefoy R.L., Construction Planning Methods and Equipment, McGraw — Hill, Book Company, Inc. (1956)
- 3) Steel, Ernest W., Water Supply and Sewerage McGraw-Hill Book Company, Ing. (1953).
- 4) Cyril Gomella y Henri Guerrec.— La distribución del agua en las aglomeraciones urbanas y rurales.—Editores Técnicos Asociados, S.A.—Barcelona España, edición 1973 (obra traducida del francés).

RELACION DE CONTRATISTAS DE TANQUES METALICOS ELEVADOS.

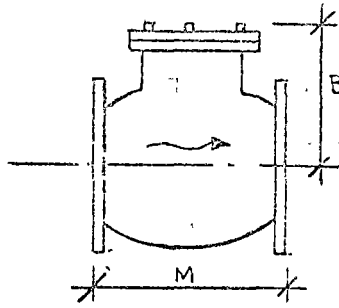
| CONTRATISTA | CAPACIDAD | ALTURA |
|--|-----------------|---------------|
| Tanques y Tubos de Acero, S.A. | De 20 a 150 m3. | H= 10 ó 15 m. |
| Equipos Metálicos Industriales, S.A. | De 50 a 200 m3. | H= 10 ó 15 m. |
| Tanques y Estructuras del Noroeste, S.A. | De 30 a 100 m3. | H= 10 ó 15 m. |
| Industrias Ramonet, S.A. | De 30 a 100 m3. | H= 10 ó 15 m. |

DIMENSIONES ESTANDAR DE COLADORES

| DIAMETRO DE SUCCION | | TIPO CONICO | | TIPO CANASTA | | | |
|---------------------------|-----------------|-----------------------|------------------|-----------------------|------------------|--------------|-------|
| | | Longitud efectiva "L" | | Longitud efectiva "L" | | Diámetro "D" | |
| | | mm | pulg. | mm | pulg. | mm | pulg. |
| 76.2 | 3 | 279.4 | 11 | 184.2 | 7 $\frac{1}{4}$ | 152.4 | 6 |
| 88.9 | 3 $\frac{1}{2}$ | 279.4 | 11 | 184.2 | 7 $\frac{1}{4}$ | 152.4 | 6 |
| 101.6 | 4 | 317.5 | 12 $\frac{1}{2}$ | 152.4 | 6 | 203.2 | 8 |
| 127.0 | 5 | 279.4 | 11 | 152.4 | 6 | 228.6 | 9 |
| 152.4 | 6 | 457.2 | 18 | 152.4 | 6 | 304.8 | 12 |
| 203.2 | 8 | 622.3 | 24 $\frac{1}{2}$ | 215.9 | 8 $\frac{1}{2}$ | 381.0 | 15 |
| 254.0 | 10 | 825.5 | 32 $\frac{1}{2}$ | 152.4 | 6 | 508.0 | 20 |
| 304.8 | 12 | 1066.8 | 42 | 215.9 | 8 $\frac{1}{2}$ | 508.0 | 20 |
| 355.6 | 14 | 1016.0 | 40 | 342.9 | 13 $\frac{1}{2}$ | 508.0 | 20 |

VALVULAS DE RETENCION (CHECK HORIZONTAL) DE COLUMPIO CON CUERPO DE FO FO 14.1 Kg/cm² (200 p.s.i.) PARA AGUA.

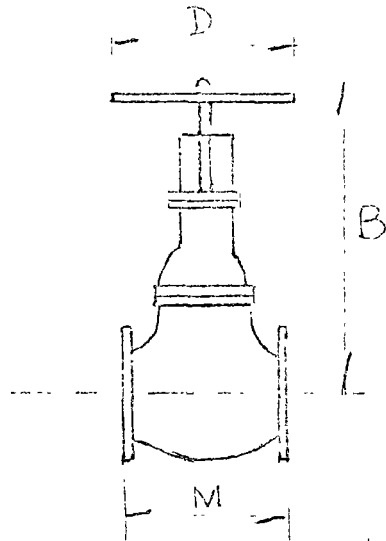
fig G-931 Stockham de México, S.A.



| TAMAÑO EN mm | D I M E N S I O N E S | | | | PESO EN Kg |
|-----------------|-----------------------|------|---------|---------|---------------|
| | M en mm | pulg | B en mm | pulg | |
| 100 (4") | 292.1 | 11½ | 203.2 | .8 | 41.3 |
| 150 (6") | 355.6 | 14 | 247.7 | 9 3/4 | 75.3 |
| 200 (8") | 495.3 | 19½ | 288.9 | 11 3/4 | 133.1 |
| 250 (10") | 622.3 | 24½ | 331.9 | 13 1/16 | 206.6 |
| 300 (12") | 698.5 | 27½ | 387.4 | 15 1/4 | 311.7 |
| 350 (14") | 787.4 | 31 | 428.6 | 16 7/8 | 480.3 |
| 400 (16") | 914.4 | 36 | 484.2 | 19 1/16 | 727.1 |
| 450 (18") | 965.2 | 38 | 609.6 | 24 | 915.3 |

disco de fo-fo con anillos de bronce para diámetros de 4" en adelante.

VALVULAS DE COMPUERTA P. 10. 14.1 Kg/cm² (200 lb/pulg²)
 VASTAGO FIJO, CUERPO DE P. P. Y DISCO DE CUÑA SOLIDA DE BRONCE
 HASTA 3" ϕ , CON DISCO DE P. P. Y ANILLO DE BRONCE DE 4" ϕ
 EN ADELANTE.



| TAMANO EN mm | D I M E N S I O N E S | | | | DIAMETRO VOLANTE | | PESO EN Kg. |
|---------------------|-----------------------|--------|---------|---------|------------------|------|----------------|
| | H en mm | Pulg | B en mm | Pulg | D en mm | Pulg | |
| 60 (2 1/2" ϕ) | 190.5 | 7 1/2 | 319.1 | 12 9/16 | 177.8 | 7 | 10.0 |
| 75 (3" ϕ) | 203.2 | 8 | 374.7 | 14 3/4 | 203.2 | 8 | 25.3 |
| 100 (4" ϕ) | 228.6 | 9 | 457.2 | 18 | 254.00 | 10 | 47.6 |
| 150 (6" ϕ) | 266.7 | 10 1/2 | 571.5 | 22 1/2 | 304.8 | 12 | 81.2 |
| 200 (8" ϕ) | 292.1 | 11 1/2 | 700.1 | 27 9/16 | 355.6 | 14 | 133.8 |
| 254 (10" ϕ) | 330.2 | 13 | 819.2 | 32 1/2 | 406.4 | 16 | 200.0 |
| 300 (12" ϕ) | 355.6 | 14 | 914.4 | 36 | 457.2 | 18 | 322.5 |
| 350 (14" ϕ) | 381.0 | 15 | 1027.1 | 40 7/16 | 508.0 | 20 | 451.8 |
| 400 (16" ϕ) | 406.4 | 16 | 1181.3 | 46 5/8 | 553.8 | 22 | 632.8 |
| 450 (18" ϕ) | 431.8 | 17 | 1289.0 | 50 3/4 | 553.8 | 22 | 772.5 |
| 500 (20" ϕ) | 457.2 | 18 | 1430.2 | 56 1/16 | 609.6 | 24 | 993.4 |
| 610 (24" ϕ) | 508.0 | 20 | 1625.6 | 64 | 762.00 | 30 | 1374.8 |
| 760 (30" ϕ) | 609.6 | 24 | | | 762.0 | 30 | 2742.0 |

RELACION DE TIPOS DE TANQUES Y SUS COSTOS APROXIMADOS

| CLASIFICACION | DESIGNACION | CAPACIDAD M ³ | ALTURA M. | TIRANTE INT. M. | PRESUPUESTO APROX. |
|-----------------|-----------------------|-----------------------------|--------------|--------------------|-----------------------|
| | Tanque Metálico Elev. | 30 | 10 | 2.95 | \$ 96,300.00 |
| S.C. 17.470-272 | " " " | 50 | 15 | 2.48 | 196,200.00 |
| S.C. 12.909-105 | " " " | 80 | 15 | 3.22 | 262,200.00 |
| S.C. 20.431-103 | " " " | 100 | 10 | 4.11 | 239,400.00 |
| S.C. 8.536-1135 | " " " | 100 | 15 | 4.11 | 277,500.00 |
| S.C. 21.007-106 | " " " | 100 | 20 | 4.11 | 379,400.00 |
| S.C. 18.571-106 | " " " | 150 | 10 | 3.00 | 317,750.00 |
| S.C. 3.391-103 | " " " | 150 | 15 | 3.00 | 368,200.00 |
| S.C. 12.234-105 | " " " | 150 | 20 | 3.00 | 439,300.00 |
| S.C. 24.410-104 | " " " | 200 | 10 | 3.92 | 361,100.00 |
| S.C. 19.210-107 | " " " | 200 | 15 | 3.92 | 460,200.00 |
| S.C. 3.870-115 | " " " | 200 | 20 | 3.92 | 477,600.00 |
| | " " " | 250 | 15 | 4.15 | 436,200.00 |
| S.C. 22.434-104 | " " " | 300 | 15 | 4.73 | 616,900.00 |
| S.C. 31.230-102 | " " " | 300 | 18 | 4.73 | 623,800.00 |
| S.C. 8.533-113 | " " " | 400 | 10 | 5.60 | 586,500.00 |
| | " " " | 400 | 20 | 5.60 | 759,100.00 |
| S.C. 18.571-104 | " " " | 500 | 10 | 5.05 | 782,400.00 |
| S.C. 15.720-428 | " " " | 500 | 20 | 5.05 | 998,100.00 |
| S.C. 22.001-117 | " " " | 600 | 15 | 5.21 | 974,100.00 |
| S.C. 200-109 | " " " | 600 | 20 | 5.21 | 1'173,600.00 |
| S.C. 24.082-128 | " " " | 1000 | 10 | 7.64 | 1'414,900.00 |
| S.C. 22.392-120 | " " " | 1000 | 15 | 7.64 | 1'485,200.00 |
| S.C. 24.410-104 | " " " | 1000 | 20 | 7.64 | 1'644,600.00 |
| S.C. 22.516-115 | " " " | 1500 | 20 | 8.80 | 2'727,900.00 |

NOTA:

ESTOS PRESUPUESTOS SE OBTUVIERON APLICANDO LOS PRECIOS UNITARIOS CORRESPONDIENTES AL CATALOGO DE LA S. R. H. DEL AÑO DE 1976.

RELACION DE TIPOS DE TANQUES Y SUS PRESUPUESTOS APROXIMADOS

| CLASIFICACION | DENOMINACION | CAPACIDAD M3. | TIRANTE M. | FECHA | PRESUPUESTO APROX. |
|----------------|-----------------------------------|------------------|---------------|-------------|--------------------|
| | TANQUE SUPERFICIAL DE CONCRETO | 200 | 2.00 | | \$ 119,700.00 |
| 9.:85-151 | " " " | 500 | 2.00 | Julio 1974 | 233,000.00 |
| | " " " | 600 | 2.50 | | 269,000.00 |
| | " " " | 600 | 2.00 | | 354,000.00 |
| S.C.22.333-165 | " " " | 800 | 2.50 | | 352,200.00 |
| S.C.14.083-269 | " " " | 1000 | 2.50 | Sept. 1975 | 444,000.00 |
| S.C.22.393-162 | " " " | 1200 | 2.50 | | 618,900.00 |
| | " " " | 1300 | 2.50 | | 670,500.00 |
| S.C.9.875-162 | " " " | 1500 | 2.70 | Agosto 1974 | 558,000.00 |
| | " " " | 1500 | 2.18 | | 550,000.00 |
| S.C.22.393-157 | " " " | 1600 | 3.70 | Julio 1974 | 526,400.00 |
| S.C.26.301-245 | " " " | 2000 | 2.50 | | 727,500.00 |
| S.C.22.250-224 | " " " | 2000 | 2.40 | | 869,600.00 |
| S.C.22.393-160 | " " " | 2300 | 2.45 | | 979,400.00 |
| | " " " | 2500 | 2.50 | | 990,500.00 |
| S.C.18.137-182 | " " " | 2750 | 4.10 | | 1'238,200.00 |
| S.C.10.437-182 | " " " | 3000 | 4.00 | | 1'350,000.00 |
| | " " " | 3000 | 3.30 | | 1'899,200.00 |
| | " " " | 4140 | 4.00 | | 1'848,100.00 |
| | " " " | 5000 | 2.85 | | 2'232,000.00 |
| | " " " | 5000 | 3.20 | | 2'050,700.00 |
| | " " " | 5000 | 5.50 | | 2'141,400.00 |
| | " " " | 6500 | 3.00 | | 2'665,900.00 |
| | " " " | 6900 | 3.03 | | 2'830,000.00 |
| | " " " | 10000 | 5.16 | | 4'100,000.00 |
| S.C.21.360-592 | " " " | 13000 | 3.50 | | 5'300,000.00 |
| | " " " | 53000 | 6.00 | | |
| | " " " | 10000 | 5.50 | varía | |
| | " " " | 3225 | 3.00 | Año 1976 | 1'317,200.00 |

RELACION DE TIPOS DE TANQUES Y SUS PRESUPUESTOS APROXIMADOS

| CLASIFICACION | DENOMINACION | CAPACIDAD M3. | TIRANTE M. | FECHA | PRESUPUESTO APROX. |
|-----------------|--------------------------------------|------------------|---------------|-------------|--------------------|
| | TANQUE SUPERFICIAL DE MAMPOSTERIA | 10 | 0.90 | | \$ 10,000.00 |
| | " " " | 20 | 0.90 | | 19,100.00 |
| | " " " | 30 | 0.90 | | 28,700.00 |
| S.C. 14.520-160 | " " " | 50 | 2.00 | | 47,900.00 |
| | " " " | 60 | 2.00 | | 57,800.00 |
| | " " " | 100 | 1.95 | | 100,000.00 |
| S.C. 13.362-604 | " " " | 100 | 2.00 | | 108,000.00 |
| | " " " | 100 | 2.50 | | . |
| S.C. 5.082-107 | " " " | 150 | 2.00 | Sept. 1972 | . |
| S.C. 14.520-157 | " " " | 200 | 2.00 | | 135,300.00 |
| S.C. 14.008-102 | " " " | 200 | 2.60 | Marzo 1973 | 145,400.00 |
| | " " " | 250 | 2.00 | | 155,500.00 |
| | " " " | 250 | 2.50 | | 149,500.00 |
| | " " " | 300 | 2.00 | Agosto 1974 | 143,400.00 |
| S.C. 14.003-264 | " " " | 350 | 2.00 | Mayo 1975 | 213,400.00 |
| | " " " | 400 | 2.00 | | |
| | " " " | 450 | 2.00 | | |
| S.C. 14.083-265 | " " " | 500 | 2.00 | | 259,700.00 |
| S.C. 18.284-110 | " " " | 600 | 2.00 | Mayo 1972 | |
| | " " " | 650 | 2.50 | | |
| S.C. 14.083-190 | " " " | 800 | 2.50 | | 320,700.00 |
| | " " " | 900 | 2.80 | | |
| | " " " | 1200 | 3.00 | | |
| | " " " | 1500 | 2.50 | | |
| S.C. 13.362-602 | " " " | 2000 | 2.30 | | 1,011,000.00 |
| | " " " | 2000 | 2.50 | | |
| | " " " | 3000 | 2.50 | | |
| 31.330-144 | " " " | 3000 | 3.20 | | 1,253,600.00 |

RELACION DE TIPOS DE TANQUES Y SUS PRESUPUESTOS APROXIMADOS

| CLASIFICACION | DENOMINACION | CAPACIDAD M3. | TIRANTE M. | FECHA | PRESUPUESTO APROX. |
|----------------|--------------------------------------|------------------|---------------|-------|--------------------|
| S.C.26.301=244 | TANQUE SUPERFICIAL DE MAMPOSTERIA | 4000 | 2.40 | | \$ 1'550,000.00 |
| " | " | 6500 | 3.00 | | |
| " | " | 15000 | 3.50 | | |
| " | " | 16600 | 2.50 | | |
| S.C.16.333-111 | " | 1500 | 4.00 | | 436,600.00 |
| " | " | 650 | 2.50 | | 240,800.00 |
| S.C.18.725-274 | " | 4300 | 2.55 | | 1'314,000.00 |
| S.C.18.725-260 | " | 2200 | 2.50 | | 930,200.00 |
| S.C.18.725-261 | " | 700 | 2.20 | | 289,300.00 |

lph.

6/VIII/76