

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO PROYECTO DE SISTEMAS
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

1. ING. MOISES BEREZOWSKY VERDUZCO
Investigador de Tiempo Completo
Área de Ingeniería Hidráulica
Instituto de Ingeniería, UNAM
Tel.: 548.07.35
2. ING. RUBEN CHAVEZ GUILLEN
Jefe del Departamento de Hidrología Subterránea
S. R. H.
Abraham González 3-4°
México 6, D.F.
Tel.: 546.66.36
3. ING. RAMON DOMINGUEZ MORA
Coordinador de la Sección de
Ingeniería Hidráulica
Instituto de Ingeniería, UNAM
Tel.: 548.07.35
4. ING. GUSTAVO FLORES SOUZA
Director General de Operación de
Sistemas de Agua Potable y Alcantarillados
SAHOP
Reforma 77-9°
México 4, D.F.
Tel.: 546.55.01
- ~~5. ING. FRANCISCO GARZA MALDONADO~~
Director General
Francisco Garza y Asociados
Av. Cuauhtémoc 1486-3°
México 13, D.F.
Tel.: 534.99.69
6. ING. EDMUNDO IZURIETA RUIZ
Codirector Internacional del
Proyecto de Mejoramiento Ambiental
México-PNUD
Ave. Chapultepec 284-12°
México, D.F.
Tel.: 511.16.34

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO PROYECTO DE SISTEMAS
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

7. ING. ARNULFO PAZ SANCHEZ
Jefe de la Oficina de Plantas de Tratamiento
Dirección General de Obras Hidráulicas
D.D.F.
San Antonio Abad 231-7°
México, D. F.
Tel.: 578.32.18
8. ING. HUMBERTO PROVENCIO PINEDA
Jefe de la Oficina de Captaciones y Conducciones
Dirección General de Obras Hidráulicas
D.D.F.
Av. Guerrero Esq. con Estrella
México, D. F.
Tel.: 526.54.09
9. ING. JOSE LUIS SANCHEZ BRIBIESCA
Investigador de Tiempo Completo
Area de Ingeniería Hidráulica
Instituto de Ingeniería, UNAM
Tel.: 548.07.35
10. ING. GASTON MENDOZA GAMEZ
Investigador de Tiempo Completo
Ingeniería Sanitaria
Instituto de Ingeniería, UNAM
Tel.: 548.07.35



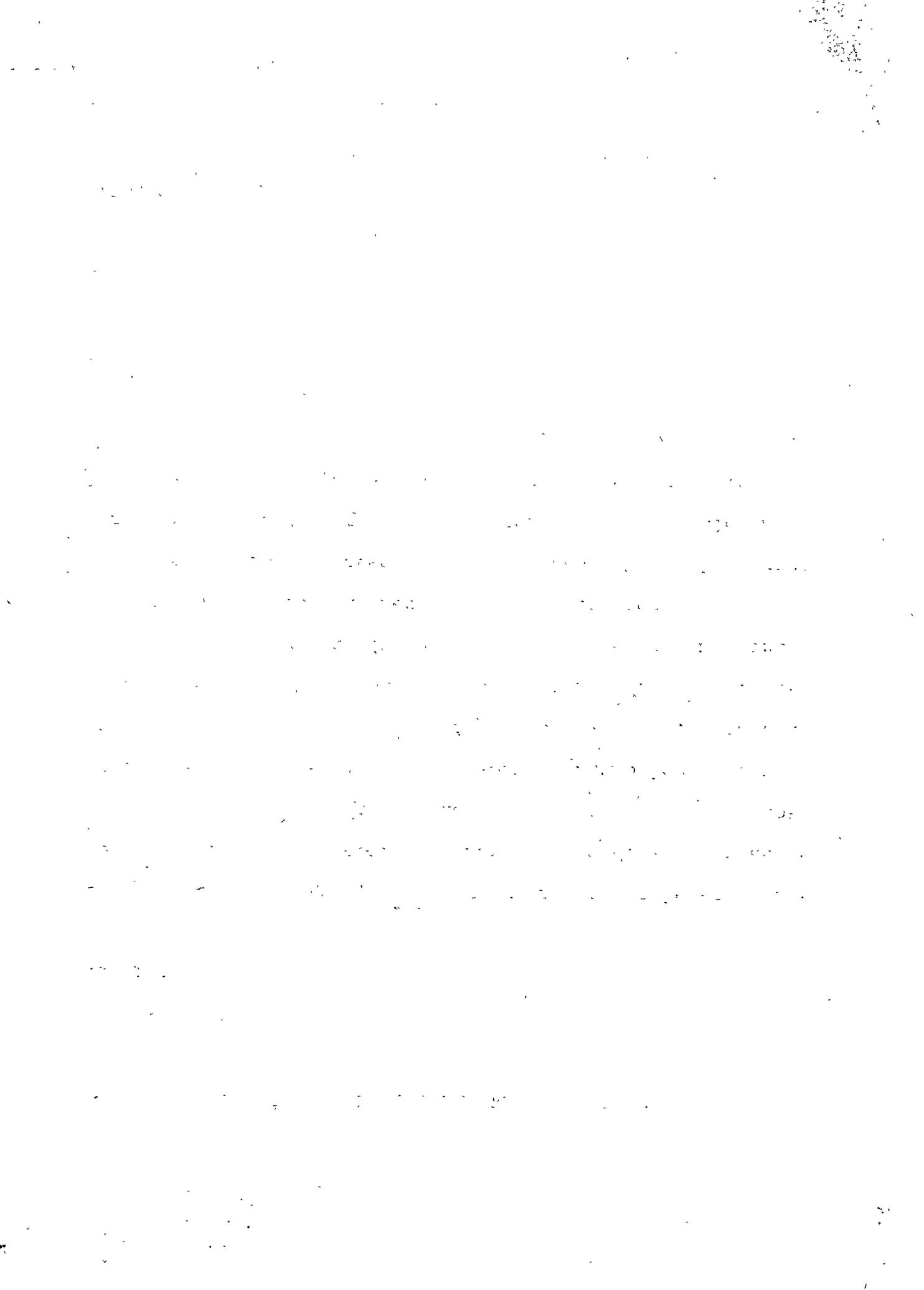
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

DESARROLLO DE LOS RECURSOS HIDRICOS

M. en I. JOSE L. SANCHEZ
SEPTIEMBRE, 1977



DESARROLLO DE LOS RECURSOS HIDRICOS

0. Sinopsis

El agua es un recurso y/o un factor en los problemas de ingeniería hidráulica; esta circunstancia conduce a situaciones de conflicto y dificulta la determinación clara de los objetivos que se persiguen al resolver un problema. Por esta razón es útil recurrir a indicadores que permitan evaluar claramente en qué medida se alcanzan los objetivos. A su vez, esta evaluación con indicadores se hace mediante modelos matemáticos que representan la "realidad", de tal manera que entre más apegados a ella sean los modelos, mayor confianza se puede tener en los resultados, aunque los modelos demasiado elaborados, pueden resultar poco prácticos. En este proceso juega un papel preponderante la hidrología, disciplina que estudia la predicción de las demandas, disponibilidades y excedentes del agua. El conocimiento de todos estos hechos permitirá al diseñador de sistemas de suministro de agua potable, racionalizar sus futuros proyectos.

1. --INTRODUCCION--

Al preguntar a un grupo de especialistas lo que para ellos es el agua, se obtendrán respuestas muy variadas; pero aún si se

(Suministro de agua, drenaje, educación, etc). En el primer caso el indicador sería el margen de ganancia en pesos y, en el segundo, el número de habitantes por hectárea atraídos a la zona.

Para contestar a la segunda pregunta habría que recurrir, en primer lugar, a la hidrología, para decidir cuánta agua hay disponible para llenar la presa, cuánta puede sobrar en un momento dado y rebasar la capacidad de la misma y cuánta, finalmente, se necesita para dar el riego. En seguida habría que investigar de qué extensión de tierra agrícola se dispone, cuál sería la máxima cantidad de agua que, según la topografía, pudiera ser guardada, etc.

Ahora bien, una vez contestadas las dos preguntas sería necesario formular hipótesis para relacionar los dos aspectos del problema, esto es, para saber de qué manera las variables influyen en el indicador; esta actividad sería la elaboración de un modelo, basado en las hipótesis previamente establecidas. Así, en el ejemplo de la presa, habría que decidir cuánto cuesta almacenar 1 m^3 de agua y cuánto produce un riego, o cuántas personas se podrían atraer a la zona por cada m^3 de agua almacenado.

Obsérvese que, según el ejemplo propuesto, habrá modelos más confiables que otros puesto que, mientras el cálculo del costo

m³ almacenado es relativamente fácil, el número de personas atraídas por él, resulta muy complicado. Por lo demás y según el tipo de modelo empleado, podrá llegarse a expresar el indicador en términos de una función sencilla de las variables y entonces se dirá que se ha definido una "función objetivo" que habrá que maximizar o minimizar, según el caso, sin olvidar nunca el rango de variación de las variables.

Por otra parte, resulta conveniente aclarar que la confiabilidad del modelo en ningún caso es absoluta, toda vez que el modelo representa de modo aproximado a la relación entre variables e indicadores. Así, en el ejemplo que se ha venido desarrollando, aún en el caso, "sencillo" de indicadores en pesos, habría que pensar en el carácter dinámico-estocástico del proceso, esto es, la disponibilidad de agua no será la misma en todas las épocas del año, y además, variará de año en año y tampoco las crecientes ocurrirán siempre los mismos días, ni tendrán siempre la misma intensidad, de tal manera que un modelo basado en la hipótesis de disponibilidad ó peor aún, crecientes promedio, puede conducir a errores muy gruesos.

Podría decirse que todas estas ideas son cosas de sentido común, si no fuera por la falta de sentido con que el diseñador común suele realizar sus tareas, precisamente por no tener en cuenta todas estas cosas. En los capítulos subsecuentes de esta pri-

mera plática se hace una descripción sucinta de ellas, señalando su interés para el diseñador de obras de suministro de agua potable.

2. HIDROLOGIA

La hidrología puede dividirse, para su estudio, en hidrometría, que es la parte de esta disciplina destinada a las mediciones y en métodos hidrológicos, que son el conjunto de técnicas para predecir disponibilidades y excedentes; además, auxiliada con otras ciencias, la hidrología estudia también las demandas para cada uso, o los efectos ocasionados por las diferentes acciones del agua.

Como en otras partes del curso se hablará de las demandas y puesto que las técnicas de medición constituyen una especialidad ya un tanto alejada del propósito del curso, solo se hará en seguida una descripción sintética de los métodos hidrológicos que, de alguna manera, estén relacionados con el suministro de agua potable.

Los métodos hidrológicos se pueden clasificar en procedimientos de hidrología física, si mediante una simulación simplificada del ciclo hidrológico, permiten hacer las predicciones y en procedimientos de hidrología matemática, si estas predicciones se hacen con técnicas usualmente de la estadística matemática, la

ciendo abstracción de que se trata de un problema de agua. Pertenece a la primera categoría los procedimientos de fórmulas empíricas como la racional, las técnicas del hidrógrafo unitario y las de los modelos del ciclo hidrológico, como el llamado de Stanford; estos procedimientos son, en general poco útiles al diseñador de sistemas de agua potable*. Pertenece a la segunda categoría los análisis de estadística de extremos, útiles en problemas de sequía (cuando interesa conocer la mínima aportación posible), las técnicas de simulación basadas en series cronológicas, útiles cuando se desea estudiar el comportamiento de un sistema bajo condiciones cambiantes de demanda, y, en fin, las llamadas técnicas de caja negra, los cuales, desde el punto de vista hidrológico, son una extensión de los procedimientos del hidrógrafo unitario.

Respecto a la estadística de extremos, aún cuando hasta la fecha no se han hecho planteamientos generales, ampliamente aceptados, se puede pensar en que, con ciertos artificios, algunas distribuciones, como la de Rayleigh podrían resultar adecuadas. Por ejemplo, si $q = Q - \bar{Q}_{\min}$ designa a la desviación de la media Q de un gasto mínimo de estiaje, podría pensarse que el mínimo

* Un intento de evaluación interesante y adelantado a su época, aunque limitado a las condiciones del lugar, lo dio la escuela soviética, al proponer fórmulas para el gasto mínimo de estiaje con fórmulas del tipo $Q_{\min} = 0.15 A^{0.034} M_0^{0.94}$, donde A es el área de la cuenca en km^2 y M_0 es el módulo del río en l/seg./km^2 , con variación de 0.5 en estepa, 1.5 en bosque y 3 en taiga; el resultado está dado en m^3/seg . Hasta muy recientemente otras escuelas hidrológicas se han ocupado más activamente de este importante problema.

gasto de una muestra de n años estaría dado por

$q_{1/n} = \sqrt{2 S_q^{-2} \log_e n}$ en donde \bar{S}_q^2 representaría a la variable de las q .

Posiblemente para el diseñador de sistemas de agua potable el método hidrológico de mayor interés sea el de la simulación con series de tiempo; este procedimiento consiste en suponer que una sucesión de valores $x(t)$ que varía con el tiempo (gastos, demandas, etc), está determinado por una serie de componentes llamadas media, tendencia, componentes cíclicas y autorregresivas, más un cierto ruido. La determinación de cada una de ellas se hace mediante una técnica especial; pero lo importantes es que resulta posible predecir las $x(t)$ en un inmediato futuro o simularlas en períodos largos. En su más simple expresión una serie de tiempo sería de la forma:

$$x(t) = a_0 + a_1 t + A \sin wt \pm \sigma S_r$$

en donde el primer término sería la media, el segundo la tendencia, el tercero la componente cíclica y el cuarto, el ruido; los coeficientes a_0 , A , w y S_r se calibrarían a partir de un registro histórico.

3. MODELOS

Las técnicas para definir modelos pueden ser de tipo estático (si

garantizar el suministro en la temporada de turismo (en que no llueve). sea X_1 el número de habitantes que vivirán en el lugar todo el año, X_2 el número de turistas por temporada y X_3 el número de metros cúbicos almacenados en una presa. Supóngase la disponibilidad de agua en la temporada de lluvia es I_{11} y que la disponibilidad en la época de turismo es I_t ; supóngase además que la dotación por usuario (habitante o turista) es d_t m³/temporada y d_{11} m³/temporada en tiempo de turismo y de lluvia respectivamente. Finalmente considérese que el beneficio obtenido por el municipio, por turista en x número de años sea B \$/turista; el impuesto por suministro de agua en el mismo lapso sea Y \$/habitante y que el costo por m³ de agua almacenado sea C . Finalmente, considérese que no hay limitaciones topográficas para almacenar el agua; pero en cambio supóngase que para asegurar un buen servicio turístico debe haber no menos de Y habitantes por turista. En esas condiciones se desea saber cómo lograr el máximo ingreso Z para el municipio en los x años considerados; se tendrá que maximizar

$$Z = Yx_1 + Bx_2 - Cx_3$$

sujeto a las restricciones siguientes:

$$\begin{aligned} I_{11} &\geq d_{11} x_1 + x_3 \\ I_t + x_3 &\geq d_t x_1 + d_t x_2 \\ Y x_1 &\geq x_2 \end{aligned}$$

consideran que las variaciones de las variables en el tiempo son despreciables y por ello operan con promedios) o dinámicos (si toman en cuenta la variación temporal), también pueden ser determinísticos (si las variaciones al azar de las variables no son tenidas en cuenta) o estocásticas (en caso contrario). Con respecto a los procedimientos para lograr la optimización de una posible función objetivo, los modelos pueden ser gráficos, analíticos, de programación y de simulación. Tratados enteros se han escrito sobre el tema, bajo los rubros de optimización, investigación de operaciones, análisis de sistemas, manejo de recursos, análisis de decisiones y otros. A continuación se mencionarán algunas de las técnicas que se han considerado de mayor utilidad para el diseñador de sistemas de suministro de agua potable.

1.- Método gráfico.- En un buen número de poblaciones el precio que puede cobrarse por el metro cúbico de agua vacía con la cantidad suministrada, dentro de ciertos límites. Si se designa con P_b al costo en $\$/m^3$ en el momento actual en que se suministran $Q_b m^3/año$, resulta que el costo P , se suministran $Q m^3/año$ está dado por $P = P_b (Q_b/Q)^{VE}$, en donde E se llama la elasticidad del precio y tiene un valor de ± 0.5 en ciudades pequeñas. Por otra parte el costo de suministrar $Q m^3/año$ suele estar dado por fórmulas tipo polinomio

$C = A_0 + A_1 Q + A_2 Q^2$. Si, como se indica en la fig 3.1, se

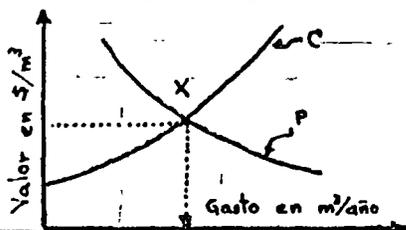


Fig 3.1.

dibujan las curvas representativas de P y C , su punto de intersección X , marca el límite económico del proyecto, esto es el máximo de $m^3/año$ que pueden

suministrarse a la población futura (de existir la fuente) con una inversión recuperable.

Este enfoque, relativamente sencillo (si se supone que los modelos costo y precio como funciones de Q son datos) se llama un método "gráfico".

2.- Método analítico.- Supóngase que para suministrar cierta dotación de agua potable se disponga de tres bombas 1, 2 y 3, cuyos consumos de combustible son $C_1 = K_1 Q_1^2$, $C_2 = K_2 Q_2^2$ y $C_3 = K_3 Q_3^2$, si entre las tres se intenta dar un gasto Q_T , se desea saber con qué combinación de gastos Q_1 , Q_2 y Q_3 se puede lograr el mínimo consumo de combustible. El procedimiento analítico llamado de multiplicadores de Lagrange es indicado para este caso. De acuerdo con este procedimiento se establece una función $L = K_1 Q_1^2 + K_2 Q_2^2 + K_3 Q_3^2 - \lambda (Q_1 + Q_2 + Q_3 - Q_T) = 0$; después se calculan las derivadas de L respecto a cada una de las Q_i y de allí se expresa a los valores del gasto en función de λ , esto es, $\frac{\partial L}{\partial Q_i} = 2K_i Q_i - \lambda = 0$, ó $Q_i = \frac{\lambda}{2K_i}$; se establece después la condición de que la suma de gastos Q_i debe dar Q_T , con lo que se obtiene una ecuación en λ : $\sum_{i=1}^3 \frac{\lambda}{2K_i} = Q_T$; de aquí se puede encontrar el valor de λ que, a su vez permite hallar Q_i .

3.- Programación lineal.- En un determinado sitio existen condiciones favorables para un desarrollo turístico, con tal de que se almacene el agua en la temporada de lluvias para

Problemas de este tipo, llamados de programación lineal se resuelven con algoritmos conocidos como el llamado simplex y el de inversión, que permiten calcular, simultáneamente el máximo valor de z y los valores de X_1 , X_2 y X_3 con los que se logra esto. Existe una amplísima bibliografía de referencia.

- 4.- Programación dinámica. - Se desea hacer el mejor trazo posible de un acueducto para llevar el agua del punto 1 al punto 10 mostrados en la fig 3.2. Son pasos obligados para ir de 1 a 10, el 2, 3 y 4 en una 1a. etapa; el 5, 6 y 7 en una 2a. etapa y el 8 y 9 en una tercera etapa. Los costos de los trazos de 1 a 2, 3 ó 4; de 2 a, 5, 6, 7; de 3 a 5, 6, 7; de 4 a 5, 6, 7 son conocidos y, lo que se desea saber es cual es la ruta mas económica, esto es, cuál es la sucesión de pasos en las distintas etapas mas conveniente para minimizar la solución total.

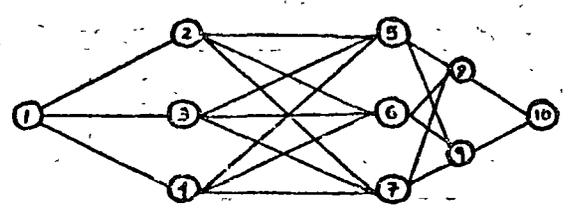


Fig 3.2.

Este problema, llamado de programación dinámica se resuelve escogiendo en cada etapa la ruta que, en conjunto, da la solución (o soluciones) mas económico y desechando las de

mas. También para este método existe una amplia bibliografía.

- 5.- Modelos estocásticos. - En cierto lugar se suministra el agua potable por medio de pozos y cada pozo tiene capacidad para atender la demanda horaria de r usuarios en promedio, con varianza $\bar{S}r^2$; la demanda horaria es en promedio de U usuarios con varianza $\bar{S}u^2$; si se considera aceptable dejar solamente al $\%$ de usuarios sin satisfacer, con una probabilidad p (por ejemplo de 0.05) se desea determinar el número

de pozos necesario. Este problema, de tipo estocástico, exige la elaboración de un modelo de distribución; por ejemplo: si esta en normal debería tenerse que:

el número de usuarios no servidos será $U - nr = \bar{U}$
 promedio y con variancia dada por $\bar{S}_U^2 + N^2 S_i^{-2}$, *
 de tal manera que, de acuerdo con la hipótesis

$$\bar{U} = (U - nr) + \zeta_p \left(\bar{S}_U^2 + n^2 \bar{S}_i^2 \right)$$

de donde puede calcularse el valor de n , para redondearlo a número adecuado de pozos.

6.- Modelo de análisis de decisiones. - Supóngase finalmente que se debe decidir la alternativa mas adecuada para dar un servicio de agua potable, buscando hacer la mínima inversión. Considérese que hay dos alternativas: la primera implica una inversión C_1 con probabilidad de éxito p_1 . y una inversión $C_1 + Q$ con probabilidad $(1 - p_1)$; en la segunda alternativa las ramas correspondientes serían C_2 con p_2 y $C_2 + R$ con $(1 - p_2)$. La esperanza de costo de una y otra alternativa serían

$$\begin{aligned} E_1(C) &= C_1 p_1 + (C_1 + Q)(1 - p_1) \\ \text{y} \quad E_2(C) &= C_2 p_2 + (C_2 + R)(1 - p_2) \end{aligned}$$

En esta metodología, llamada de análisis de decisiones será la combinación de costos de éxito, costos de riesgo y probabilidades de éxito, o fracaso, las que permitan encontrar la esperanza $E(C)$ de costo mas económica.

COMENTARIO FINAL

Nuestro país enfrenta problemas ya muy graves con el suministro de agua potable, motivados por la mala distribución del agua en el territorio nacional, por la explosión demográfica, por la concentración de la población en las grandes ciudades y por las situaciones de conflicto surgidas por los diferentes usos del agua. Todos estos problemas rebasan ya a las soluciones meramente técnicas, de manera que el ingeniero encargado de resolverlos deberá, por lo menos, conocer enfoques mas amplios que los que están circunscritos dentro de su especialidad. Con este motivo, al exponer los modelos del inciso 3 se ha tratado de dar al diseñador de sistemas de agua potable tanto una herramienta para el ataque de sus propios problemas, como un panorama un poco mas amplio del que podría encontrar en los textos estándar, o en las normas y especificaciones de diseño.



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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

CRITERIOS DE PROYECTO

CONCEPTO ECONOMICO DE PROYECTO

ING. EDMUNDO IZURIETA
Septiembre, 1977



CHAPTER 5

Water and Wastewater
Volumes

5-1 Volume and Rate Concepts

Good management and design of water-supply and wastewater-removal systems demand a good knowledge of the volumes and flows involved and their relation to population and time. Quantities often recorded in practice are:

- (a) Total annual volumes in gallons (gal) or million gallons (mg).
- (b) Average rates of draft or flow in gallons per day (gpd) or million gallons daily (mgd) = $(a)/(365 \text{ or } 366)$.
- (c) Average rates of draft or flow in gallons per capita daily (gpcd) = $(b)/(\text{midyear population or tributary population})$.
- (d) Average daily rates in gallons per person¹ connected to the system = $(b)/(\text{connected midyear population or tributary population})$.
- (e) Average daily rates in gallons per service² = $(b)/(\text{number of services, active or total})$.

Because per capita and related figures generalize the experience, they are useful in comparing the records of different communities and estimating future needs of individual communities and areas. Fluctuations in flow are usefully expressed as percentage ratios of maximum or minimum monthly, weekly, daily, or hourly rates to average monthly, weekly, daily, and hourly rates respectively.

¹ Or consumer in water supply

² Or tap in water supply

Most water-supply and wastewater-disposal systems include relatively massive structures (dams, reservoirs, and treatment works) that are a long time in construction and are not readily expanded; they also include pipes and other conduits sunk into city streets and disrupting to traffic while they are being laid. Accordingly, the principal system components are purposely made large enough to satisfy community needs for a reasonable number of years. Selecting the initial or design capacity is not simple. It calls for skill in interpreting social and economic trends and sound judgment in analyzing past experience and predicting future requirements. Among needed estimates are the following:

1. The number of years, or *design period*, for which the proposed system and its component structures and equipment are to be adequate.
2. The number of people, or *design population*, to be served.
3. The rates of water use and wastewater release, or *design flows*, in terms of per capita water consumption and sewage discharge as well as industrial and commercial requirements.
4. The area to be served, or *design area*, and the allowances to be made for population density and areal water consumption and wastewater release from residential, commercial, and industrial districts.
5. The rates of rainfall and runoff, or *design hydrology*, for storm and combined sewerage.³

5-2 Design Periods

Design periods are chosen with the following factors in mind:

1. Useful life of component structures and equipment, taking into account obsolescence as well as wear and tear.
2. Ease, or difficulty, of extending or adding to existing and planned works, including a consideration of their location.
3. Anticipated rate of population growth, including possible shifts in community, industrial, and commercial development.
4. Going rate of interest on bonded indebtedness.
5. Performance of the works during their early years when they will not be loaded to capacity.

Change in purchasing power of money during the period of retirement of indebtedness is of no fundamental concern, but the longer the useful life, the greater the difficulty of extensions, the smaller the rate of growth, the lower the rate of interest, and the better the early performance, the farther into the future can designs be projected with economic justification. Design periods often employed in practice are shown in Table 5-1.

³ This aspect of the problem is considered in Chap. 7.

Table 5-1 Design Periods for Water and Wastewater Structures

Type of Structure	Special Characteristics	Design Period, Year
<i>Water supply</i>		
Large dams and conduits	Hard and costly to enlarge	25-50
Wells, distribution systems, and filter plants	Easy to extend	20-25
	When growth and interest rates are low*	
	When growth and interest rates are high*	10-15
Pipes more than 12 in. in diameter	Replacement of smaller pipes is more costly in long run	20-25
Laterals and secondary mains less than 12 in. in diameter	Requirements may change fast in limited areas	Full development
<i>Sewerage</i>		
Laterals and submains less than 15 in. in diameter	Requirements may change fast in limited areas	Full development
Main sewers, outfalls, and interceptors	Hard and costly to enlarge	40-50
Treatment works	When growth and interest rates are low*	20-25
	When growth and interest rates are high*	10-15

* The dividing line is in the vicinity of 3% per annum.

5-3 Population Data

The most reliable information on the population of a given community or area at a designated time is obtained by a well-conducted official enumeration or census. The government of the United States has made a decennial census since 1790. Additional information may come from state enumerations, usually authorized for years ending in 5, and from special surveys made by public authorities or private agencies for governmental, social, or commercial purposes. U.S. Census dates and intervals⁴ between

⁴ U.S. Census Dates and Intervals.

Year	Date	Census Intervals, Years
1790-1820	First Monday in August	Approximately 10
1830-1900	1 June	Exactly 10, except 1820-1830
1910	15 April	9.875
1920	1 January	9.708
1930	1 April	10.250
1940-1960	1 April	Exactly 10

them were not standardized until the census of 1930 but were changed in attempts to find a time when most people are in their home communities and accessible to enumerators.

The information obtained is published by the Bureau of the Census, Department of Commerce. Political or geographic subdivisions for which population data are summarized include states, counties, metropolitan districts, cities, and towns, wards, and census tracts. An historical record beginning in 1790 lists cities with 100,000 inhabitants or more-at the time of the last census, for smaller communities the historical record is shorter. Census-tract data offer the most complete geographic breakdown of information but are published for the larger cities only. However, they can be obtained from the Bureau by special arrangement.

5-4 Population Growth

Populations increase by births, decrease by deaths, increase or decrease by migration, and increase by annexation. Each of these elements is influenced by social and economic factors some of which inhere in the community; others are countrywide and even world wide in origin. Changes in birth and death rates in the United States since the First World War⁵ must be interpreted in terms of (1) immigration restrictions which have decreased the proportion of young adults; (2) advances in maternal and child hygiene which have reduced maternal and infant mortality and the infectious diseases of childhood, (3) improvements in nutrition which have increased fertility and lowered the incidence of tuberculosis as well as other deficiency and infectious diseases; (4) discoveries in medicine which have decreased the prevalence and fatality of infectious diseases; and (5) fluctuations in the national economy which have lowered or raised the birth rate. Other factors, such as wars and disasters, have also come into play. Recognizing that birth and death rates move towards more or less stable values and that annexations or extensions of services can be anticipated, the most important and least predictable element of population change is commercial and industrial activity. This may produce sharp rises,

⁵ Birth and death rates in the United States per 1000 population have been recorded as follows:

	1915	1920	1925	1930	1935	1940	1945	1950	1955	1960
Birth rate	30	28	25	21	19	19	20	24	25	24
Death rate	13	13	12	11	11	11	11	10	9	10
Rate of natural increase	16	15	13	10	8	8	10	15	16	14

slow growth, stationary conditions, or even marked declines in population.⁶

Were it not for these many and varying influences, populations would follow the growth curve characteristic of living things within limited space or with limited economic opportunity. The curve is S-shaped (Fig. 5-1), early growth taking place at an increasing, late growth at a decreasing rate as a saturation value or upper limit is approached. What the future holds for a given population depends upon where it is on the growth curve at a given time.

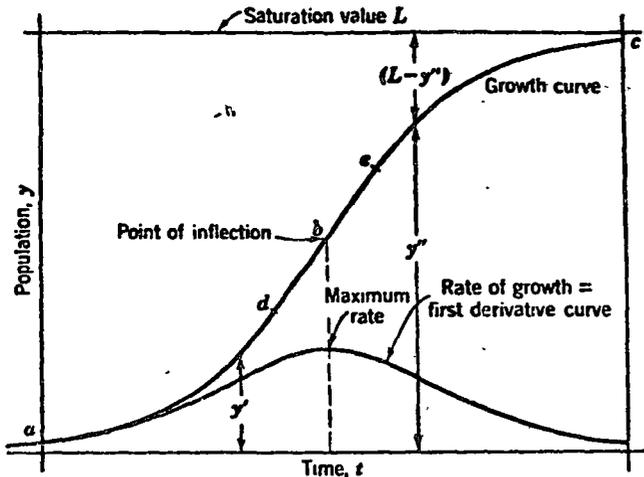


Fig. 5-1. Population growth idealized. Note geometric increase from *a* to *b*; straight-line increase from *d* to *e* (approximately); and first-order increase from *b* to *c*.

5-5 Short-Term Estimates and Long-Term Forecasts

Two types of population estimates are needed in the management and design of water and wastewater works: (a) estimates of midyear populations for current years and the recent past, and (b) forecast of populations for longer design periods.

Estimates for Current and Past Years. These are either intercensal estimates for the years between censuses or postcensal estimates for the years since the last census. Mathematically, midyear values are usually interpolated, or extrapolated, on the basis of arithmetic or geometric

⁶ Examples are furnished by the growth of Detroit, Mich. (automobile industry), the decline of Providence, R.I. (textile industry), and the growth of Miami, Fla. (recreation).

City	1910	1920	1930	1940	1950	1960
Detroit	466,000	994,000	1,569,000	1,623,000	1,850,000	1,670,000
Providence	224,000	238,000	253,000	254,000	249,000	207,000
Miami	5,500	30,000	111,000	172,000	249,000	292,000

5-6 WATER SUPPLY AND WASTEWATER REMOVAL

change. Growth is *arithmetic* if the population increase dy in the time interval dt is unvarying and independent of population size: i.e., $dy/dt = k_a$ where k_a is a constant. Growth is *geometric* if dy/dt is proportional to population size y ; i.e., $dy/dt = k_g y$, where k_g is a proportionality factor. Integration between the limits y_e (population of earlier census) and y_t (population of later census) and the limits t_e (date of earlier census) and t_t (date of later census) yields:

$$k_a = (y_t - y_e)/(t_t - t_e) \text{ for arithmetic growth} \quad (5-1)$$

$$k_g = (\ln y_t - \ln y_e)/(t_t - t_e) \text{ for geometric growth} \quad (5-2)$$

Integration between the limits y_m (desired midyear population) and y_e or y_t , and between the limits t_m (desired date) and t_e or t_t , gives the midyear populations as follows:

Arithmetic estimate

$$\text{Intercensal: } y_m = y_e + (y_t - y_e)(t_m - t_e)/(t_t - t_e) \quad (5-3)$$

$$\text{Postcensal: } y_m = y_t + (y_e - y_t)(t_m - t_t)/(t_t - t_e) \quad (5-4)$$

Geometric estimate

$$\text{Intercensal: } \log y_m = \log y_e + (\log y_t - \log y_e)(t_m - t_e)/(t_t - t_e) \quad (5-5)$$

$$\text{Postcensal: } \log y_m = \log y_t + (\log y_e - \log y_t)(t_m - t_t)/(t_t - t_e) \quad (5-6)$$

Geometric estimates, therefore, use the logarithms of populations in the same way as the populations themselves are used in arithmetic estimates; also, arithmetic increase is seen to be analogous to growth by simple interest, geometric increase to growth by compound interest. The lower portion of the S-shaped growth curve in Fig. 5-1 is approximated by analogy to geometric increase (concave upward); the central portion by analogy to arithmetic increase (straight line); and the upper portion by analogy to first-order chemical kinetics⁷ (concave downward). Choice of method is aided by an examination of the population curve traced by available census figures plotted on arithmetic-coordinate paper.

Example 5-1. A city⁸ recorded a population of 111,000 in its earlier decennial census and 171,000 in its later one. Estimate the midyear (1 July) populations (1) for the fifth intercensal year and (2) for the ninth postcensal year by arithmetic increase and geometric increase. Assume a census date of 1 April.

⁷ The first-order reaction is formulated in Vol. 2. Its application to population data is illustrated in Fig. 5-1 and involves an estimate of the limiting population or saturation value L .

⁸ The figures used are rounded values for Miami, Fla., 1930 and 1940.

1. Intercensal estimate for fifth year. $t_m - t_i = 5.25$ yr; $t_i - t_e = 10.00$ yr; and $(t_m - t_e)/(t_i - t_e) = 5.25/10.00 = 0.525$.

Arithmetic	Geometric
$y_i = 171,000$	$\log y_i = 5.23300$
$y_e = 111,000$	$\log y_e = 5.04532$
$y_i - y_e = 60,000$	$\log y_i - \log y_e = 0.18768$
$0.525(y_i - y_e) = 31,500$	$0.525(\log y_i - \log y_e) = 0.09853$
$y_m = 142,500$	$y_m = 139,300$

2. Postcensal estimate for ninth year. $t_m - t_i = 9.25$ yr; $t_i - t_e = 10.00$ yr; and $(t_m - t_e)/(t_i - t_e) = 9.25/10.00 = 0.925$.

Arithmetic	Geometric
From (1) $y_i - y_e = 60,000$	$\log y_i - \log y_e = 0.18768$
$0.925(y_i - y_e) = 55,500$	$0.925(\log y_i - \log y_e) = 0.17360$
$y_i = 171,000$	$\log y_i = 5.23300$
$y_m = 226,500$	$\log y_m = 5.40660$
	$y_m = 255,000$

Note that geometric estimates are higher for postcensal years and lower for intercensal years.

One can arrive at supporting estimates of populations from sources that, in one way or another, reflect population growth. Examples are school enrollment, services of different utilities, commercial transactions, building permits, and health and welfare records. Suitable ratios derived from these sources will translate them into population values. Ratios of this kind vary locally and in time. They must be chosen with discretion. Although no general values obtain, the following orders of magnitude are not uncommon in North American communities:

- Population: school enrollment = 5:1.
- Population: number of water, gas, or electric services = 3:1.
- Population: number of telephone services = 4:1.

Current estimates of the nation's population are made by the Bureau of the Census by adding to the last census population the differences between births and deaths⁹ and between immigration and emigration. For states and other large population groups, current (postcensal) estimates are made in various ways. One of them, the *apportionment method*, is formulated as follows: If we let y equal the local population and Y the national population and apply the subscripts of Eq. 5-4,

$$y_m - y_i = (Y_m - Y_i)(y_i - y_e)/(Y_i - Y_e) \quad (5-7)$$

⁹ The Bureau of the Census estimates that 92% of all births are recorded and 98% of all deaths. Adjustments are made for incomplete registration.

i.e., the apportionment method equates local increase to national increase times the ratio of local to national intercensal increase. Where a loss in population has been registered during the last intercensal decade, the Bureau of the Census recommends using the last census figure.

Forecasts for Design Periods. Long-range forecasts of population differ appreciably from postcensal estimates in method of attack. In order to identify the long-term swing rather than short term fluctuations, the full record of population growth is quite generally employed. Forecasting methods include (1) mathematical curve fitting and (2) graphical studies.

S-shaped curves, like the growth curve, can be described by equations seeking a rational biological basis. One of the best known is the *logistic curve* which describes a theory of P. F. Verhulst¹⁰ in mathematical terms and is not unlike some curves of chemical autocatalysis. Ordinarily, mathematical curve fitting is useful only in forecasts for large population groups, namely, large cities and states or nations.

Pearl's formulation of Verhulst's population theory describes a logistic curve (Fig. 5-2) in the form

$$y = \frac{L}{1 + m \exp nt} = \frac{L}{1 + \exp (\ln m + nt)} \quad (5-8)$$

where y is the population at time t from an assumed origin, L is the upper limit or saturation population, and m and n are coefficients that can be calculated from observed or graphically generalized values of y . If only three pairs of characteristic values, y_0, y_1, y_2 at times $t_0 = 0, t_1$, and $t_2 = 2t_1$ extending over the useful range of the census populations, are chosen, as suggested by McLean,¹⁰ the saturation value and coefficients of the curve are calculated from the three simultaneous equations as: $L = [2y_0y_1y_2 - y_1^2(y_0 + y_2)]/(y_0y_2 - y_1^2)$, $m = (L - y_0)/y_0$, and $n = (1/t_1) \ln [y_0(L - y_1)]/[y_1(L - y_0)]$. Instead, it may be convenient to develop a logistic scale for fitting straight lines to observed pairs of values. To do this, populations are expressed in terms of an estimated and graphically verified saturation magnitude L . The per cent saturation $P = 100y/L = 100/(1 + m \exp nt)$ or $\ln [(100 - P)/P] = \ln m + nt$. This becomes the equation of a straight line with ordinate intercept $\ln m$ and slope n for $\ln [(100 - P)/P]$ plotted against t or values of $\ln [(100 - P)/P]$ scaled in either direction from a 50-percentile or middle ordinate.

Example 5-2. In two periods, each of 20 years, a city¹¹ grew from 30,000 to 172,000 to 292,000. Find (1) the saturation population, (2) the coefficients, and (3) the equation of a logistic curve satisfying the experienced growth.

¹⁰ See Raymond Pearl, *Medical Biometry and Statistics*, W. B. Saunders Co., Philadelphia, Chapter 18, 1940; and J. C. McLean, *Civil Eng.*, 22, 133 and, importantly, 886 (1952).

¹¹ Rounded values for Miami, Fla., 1920-1960.

1. Because $y_0 = 30,000$; $y_1 = 172,000$; and $y_2 = 292,000$,

$$L = [2 \times 30 \times 172 \times 292,000 - (172)^2 \times 322,000] / [30 \times 292 - (172)^2]$$

$$= 313,000$$
; moreover,

$$m = (313 - 30) / 30 = 9.43$$
, and

$$n = 0.05 \ln (30 \times 141) / (172 \times 283) = 0.05 \times (-2.442) = -0.122$$
, and

$$y = 313 / [1 + 9.43 \exp (-0.122)t]$$
.

This curve is plotted in Fig. 5-2 both arithmetically and logistically.

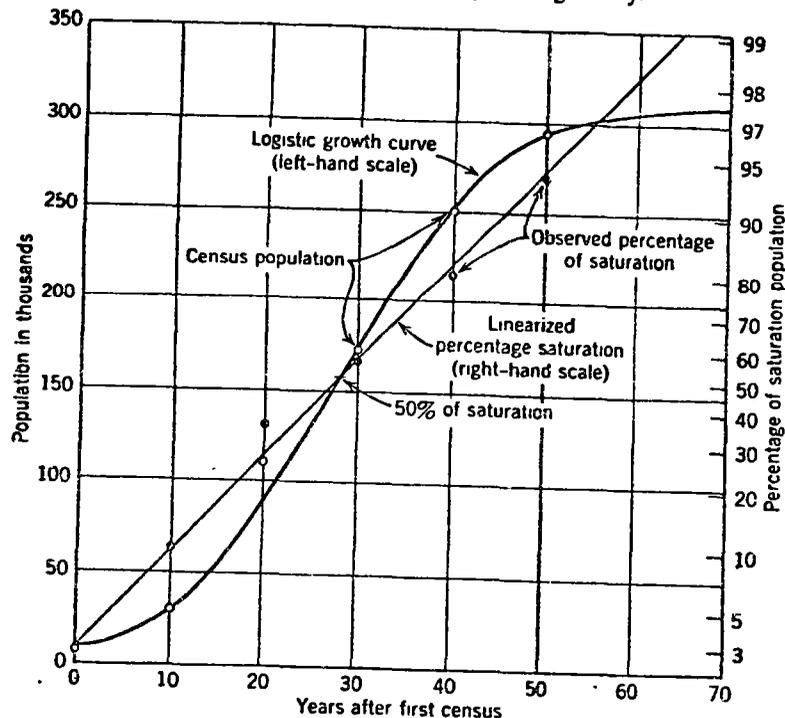


Fig. 5-2. Logistic growth of a city. Calculated saturation population, confirmed by graphical good straight-line fit, is 313,000. Right-hand scale is plotted as $\log [(100 - P)/P]$ about 50% at the center.

Plots of population against time generally exhibit trends that can be carried forward to the end of design periods. The eye of a skilled interpreter of population growth will guide his hand to extend population curves into what appear to be reasonable forecasts without committing the forecaster to a particular mathematical system. For this reason, graphical forecasts are much used by engineers. Sketching in the past growth of similar, but larger, communities may be helpful or harmful. The historical periods entering into comparisons of this kind are fairly certain to be quite unlike,

and the future of a given community will presumably be other than the past of a different community once of about the same size, even though the two places were or are now similar in their constitution and composition.

Somewhat different in principle is the forecasting of populations by projecting into the future, not a growth curve, but its first derivative, a rate-of-growth curve. For convenience, the rate of growth can be expressed as the intercensal percentage increase in population, adjusted, if necessary, for variations in census dates. Comparisons with rates of growth of other, larger populations are also possible but should be justified. Plotting rate of growth against population density provides additional information.

Arithmetic scales are most generally useful in plotting population data. However, a logarithmic (geometric) population or rate-of-growth scale sometimes brings observed points into line and simplifies their projection. Straight-line projections are given mathematical justification by *least-squares* procedures including determination of a coefficient of correlation and its standard error (Sec. 4-7).

Example 5-3. The design period for the water works of a community of 164,000 at the time of the last census is 30 years. Estimate the design population from a study of its past rate of growth, assuming (a) an arithmetic trend and (b) a geometric trend in rate of growth. The recorded decadal populations of the community¹² and rates of growth prior to the last census are given in Table 5-2 together with the calculations necessary to fit trends to the rates by the method of least squares.

Table 5-2 Least-Squares Calculations for Example 5-3

Population, x , in Thousands	Decadal Rate of Growth, y , %	$\log y$	x^2	xy	$x \log y$	
42.0	26.7	1.4265	1,764	1,121	59.91	
53.2	50.2	1.7007	2,830	2,671	90.48	
79.9	23.8	1.3766	6,384	1,901	109.99	
98.9	39.6	1.5977	9,781	3,916	158.01	
138.0	18.8	1.2742	19,044	2,595	175.84	
Sums	412.0	159.1	7,3757	39,803	12,204	594.23
Means	82.4	31.8	1,4751	7,961	2,441	118.85

1. Calculate the trends in rate by Eqs. 4-41 and 4-42.
 (a) Arithmetic trend in rate: $y = 44.2 - 0.150x$.
 (b) Geometric trend in rate:

$$\log y = 1.6638 - 0.00211x \quad \text{or} \quad y = 46.1 \exp (-5.27 \times 10^{-2}x)$$

2. Plot the observations and fitted trends in Fig. 5-3.

¹² Rounded values for Hartford, Conn., from 1880 to 1940, merely for illustration of method.

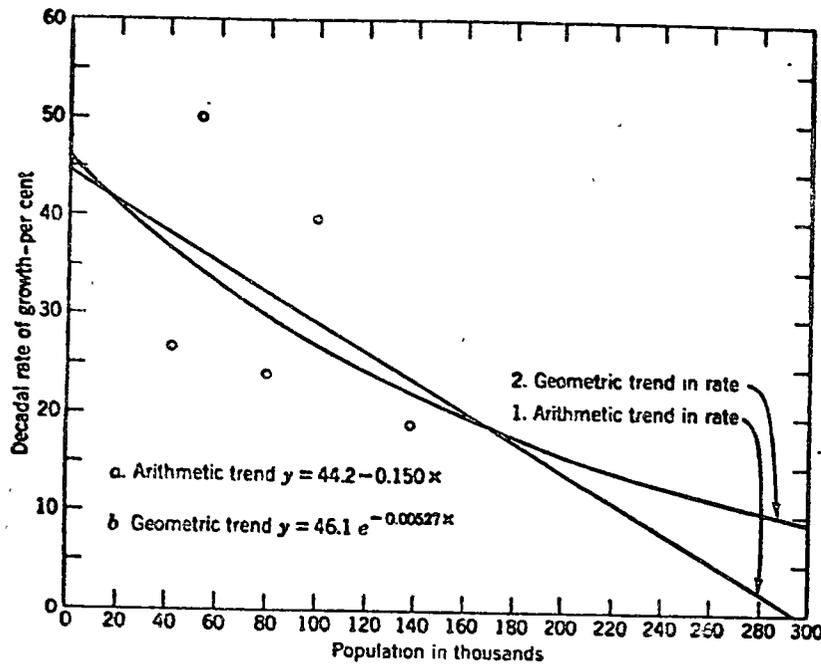


Fig. 5-3. Population forecast from rate of growth. Trend lines are fitted by least squares.

3. Estimate the population from the decadal rates of growth read from Fig. 5-3 or calculated from the fitted equations. The results are shown in Table 5-3. Here decadal increase = per cent growth \times population/100; and population = preceding population + increase

Table 5-3 Calculation of Estimated Populations (Example 5-3)

Years after Last Census	Population in Thousands		Decadal Growth Rate, % Increase			
	a	b	a	b	a	b
0	164	164	19.6	19.4	32	32
10	196	196	14.8	16.4	29	32
20	225	228	10.5	13.9	21	32
30	246	260

Forecasts must consider areal or geographic restriction of population growth as well as changing social, economic, and political effects. Some of these may, in a sense, be catastrophic to growth (footnote 5).

5-6 Population Distribution and Density

Estimates of the total population of a community or district are needed in the design and management of water and wastewater systems as a whole. Distribution of water and collection of wastewater within the area call, in addition, for estimates of population density and nature of occupancy and use of component areas or districts. Population density is generally expressed as the number of persons per acre. A classification of areas and expected population densities is shown in Table 5-4.

Table 5-4 Common Population Densities

	Persons per Acre
1. Residential areas	
(a) Single-family dwellings, large lots	5-15
(b) Single-family dwellings, small lots	15-35
(c) Multiple-family dwellings, small lots	35-100
(d) Apartment or tenement houses	100-1000 or more
2. Mercantile and commercial areas	15-30
3. Industrial areas	5-15
4. Total, exclusive of parks, playgrounds, and cemeteries	10-50

Suitable values derive from studies of present and possible future subdivision of typical blocks. For example, small lots, 50 ft \times 150 ft, facing a 60-ft street in a block 600 ft long and 300 ft wide, run 24 to the block and $43.560 / (660 \times 360 / 24) = 4.4$ to the acre. For single-family dwellings the population density then becomes $4.4 \times 5 = 22$ persons per acre, assuming 5 persons per dwelling unit. Much can be learned from fire-insurance maps, aerial maps, and field surveys.

Population distribution within communities can be identified by examining census tract reports for the larger cities of the United States and ward reports for the smaller ones. Changes in occupancy and use must be forecast, as well as changes in population density or saturation. Some zoning ordinances define the nature of occupancy as well as the bulk of the buildings allowed to be erected. They are useful instruments for estimating reasonable design values. Unfortunately, ordinances are subject to repeal, modification, and re-interpretation.

Possible changes should be allowed for, wherever this can be reasonably done. The smaller the district and the lower its population density, the greater is the possible departure from average values. This is exemplified in Eq. 5-9, which approximates graphical values proposed by Greeley and Stanley.¹³

$$\frac{D_{max}}{D} = [2.90 - \log p \exp(-2.57 \times 10^{-2} D)] \exp(-2.57 \times 10^{-2} D) \quad (5-9)$$

¹³ Calvin Davis, *Handbook of Applied Hydraulics*, 2nd Ed., McGraw-Hill Book Co., New York, p. 1017, 1952.

Here D_{max} is the probable maximum number of persons per acre in a district containing p per cent of the population, and D is the average number of persons per acre. For $D = 20$ and $p = 10$, for example, $D_{max}/D = 1.38$ and $D_{max} = 28$ persons per acre.

5-7 Water Consumption

Service pipes supply water to dwellings, mercantile or commercial properties, industrial establishments, and public buildings. The water used is classified accordingly. The quantities delivered in North American communities tend towards values shown in Table 5-5, but with wide variations, because of differences in (1) climate, (2) standards of living, (3) extent of sewerage, (4) type of mercantile, commercial, and industrial activity, (5) cost of water, (6) availability of private water supplies, (7)

Table 5-5 Normal Water Consumption

Class of Consumption	Quantity, gpcd	
	Normal Range	Average
Domestic	15-70	50
Commercial and industrial	10-100	65
Public	5-20	10
Water unaccounted for	10-40	25
Total	40-230	150

quality or properties of water for domestic, industrial, and other usages, (8) distribution-system pressures, (9) completeness of meterage, and (10) system management.

Water rates are generally classified, according to annual consumption per service, as:

Domestic rate	less than 300,000 gal
Intermediate rate	300,000 to 3,000,000 gal
Manufacturing rate	more than 3,000,000 gal

The domestic rate permits about 16 persons to draw water at a rate of 50 gpcd through a single service.

A breakdown of domestic water consumption apportions the various uses as follows:¹⁴ 41% to flushing toilets, 37% to washing and bathing;

¹⁴ C. N. Durfor and Edith Becker, Public Water Supplies of the 100 Largest Cities in the United States, 1962, U.S. Geology Survey, Water Supply Paper 1812, 5 (1964).

5-14 WATER SUPPLY AND WASTEWATER REMOVAL

6% to kitchen use; 5% to drinking water; 4% to washing clothes; 3% to general household cleansing; 3% to watering the garden; 1% to washing the family car.

5-8 Factors Affecting Consumption

Domestic Consumption. Extremes of heat and cold increase water consumption: hot and arid climates by more bathing, air conditioning, and irrigation; cold climates by water bled through faucets to keep service pipes and building distribution systems from freezing. High standards of living mean heavy draft of water for kitchen, bathrooms, and laundry, lawn and garden sprinkling, car washing, and unit or central air conditioning.

Where sewerage systems are not extended in pace with water distribution systems, private sewage disposal facilities may become overloaded and break down.

Commercial and Industrial Consumption. Some enterprises, hotels and hospitals, for example, use much water; so do industrial establishments¹⁵ like breweries, canneries, laundries, paper mills, and steel mills.

The less water costs, the higher, ordinarily, is its consumption, particularly for industrial purposes. Rough rules from North American experience are (1) that consumption varies inversely as the *manufacturing rate* and (2) that rate increases may, for a time, reduce consumption by about one-half their percentage rise. When groundwater sources are abundant within communities or other suitable water sources are easily accessible, large users are encouraged to develop supplies of their own for special purposes such as air conditioning, condensing, and manufacturing processes.

Consumption in General. Public supplies are the systems of choice when they deliver water that is clean, palatable, and of unquestioned safety for drinking and culinary uses; when the water is soft for washing and cool for condensing; and when it meets the quality needs of industry. Wide use of bottled waters is, in a sense, a measure of public disapprobation. Yet private sources are sometimes dangerous, even when they are palatable.

Water is discharged, more or less in orifice flow, through faucets and similar outlets, as well as through leaks in mains and faulty plumbing; therefore, flow varies about as the square root of the pressure head. Accordingly, high pressures result (1) in rapid discharge and increased waste of water through fixtures and (2) in increased leakage as a whole. Operating pressures in excess of about 60 psig are no longer so important for fire fighting as they were before the advent of motor pumper's.

¹⁵ Industrial water requirements are discussed in Vol. 2.

Meterage encourages thrift and normalizes water demand. Meter consciousness depresses domestic use abnormally when meters are first put in, but draft does return eventually to a defensible norm. A distinction must be made between *per cent of services metered* and *per cent of consumption metered*. Understandably, large consumers are given meters first, and this effects a greater per capita reduction in consumption than occurs later. Ordinarily, meters should adjust consumption in keeping with size and type of community. The cost of metering water, including meter reading and repair, is substantial. Consequently, it is good management to balance cost of meterage against value of water conserved by reduction of waste. There have been instances in which reduction has been large enough to permit postponing otherwise needed extensions of supplies.

No distribution system is absolutely tight. Where the main supply and the water delivered to consumers or used in other ways (for example, in washing filters and flushing streets, mains, and sewers) are fully metered, about 85% of the supply should reasonably be accounted for; if estimates of water used in fighting fires are added, the uses of 90% or more of the supply should be identified. Because leakage is independent of draft, it is evaluated more logically in gpcd than as a percentage of the total. New cast-iron water mains generally lost 100 to 500 gpd per mile of pipe per inch diameter before the introduction of preformed joints. Because 500 people are normally served by a mile of 8-in. pipe in North American cities, between $(100 \text{ to } 500) \times 8/500 = 2 \text{ to } 8 \text{ gpcd}$ were then lost from distribution systems. By comparison, a leaky water-closet tank wastes 60 and a dripping faucet 12 gpd.

Leakage detection is an important function in the management of older systems. Superficial signs of leaks are: high night flows in water mains and service pipes, excessive flows in sewers, abnormal drops in pressure, water running in gutters, moist pavements, persistent seepage, and unusually green vegetation (in droughts and dry climates). Purposeful detection includes placing sounding rods on accessible piping or driving rods into the ground near mains to test for moist earth; employing electronic amplifiers to pick up the sound of running water; inspecting premises for leaky plumbing; placing weak and short-lived radioactive tracers in mains and probing for radioactivity of the flowing water and the ground; and conducting water-waste surveys. A common technique of survey crews is sequential isolation and testing of comparatively small sections of the system. All or but one or two valves on mains feeding into individual sections are closed, and the amount of entering water is determined in some convenient way (Sec. 16-9).

Future Consumption. As North American cities have grown, their per capita use of water has commonly risen by about one-tenth the percentage

increase in population. A city gaining in population by 50%, therefore, increases its per capita water consumption by about 5%. Water uses are bound to become larger as summer air conditioning becomes common. However, the different structures cooled need not draw more than 5 to 35 gpcd at maximum rate during the summer or more than 0.5 to 4.5 gpcd on an annual basis if cooling water is conserved in evaporative condensers or cooling towers. Automatic household appliances (dishwashers, home laundries, and garbage grinders) further increase per capita rates of consumption.

5-9 Variations in Demand

Water consumption changes with the seasons, the days of the week, and the hours of the day. There are major seasonal peaks during summer heat and drought when large volumes of water are drawn to refresh man and his domestic animals, water lawns and gardens, fill swimming and wading pools, and feed the washers or cool the condensers of air-conditioning equipment. Minor seasonal peaks occur during extreme winter cold (1) when water is run to waste in order to keep household services and pipes from freezing and (2) when there is much leakage from pipe joints because metals contract with cold. Among seasonal uses of water in industry are the processing of agricultural products at times of harvest, and shifts of draft between private groundwater supplies in the summer and public surface-water supplies in the winter to draw profit from lower water temperatures. Day to day variations reflect household and industrial activity: Sundays for rest and Mondays for washing. Hour to hour fluctuations produce a peak close to noon and a trough in the small hours of the morning. Normal variations in draft must be known if supply pipes, service reservoirs, and distributing pipes are to be properly dimensioned. Moreover, there must be suitable allowances for sudden, heavy, and unpredictable drafts to fight fires. The volume of water actually used in quenching fires is relatively small, but the rate at which it must be supplied is high and becomes of determining influence in sizing the distribution systems of small and middle-group North American communities.

Normal Variations. The smaller the community, the more variable is the demand, the shorter the period of flow, the wider is the departure from the mean. Variations are conveniently expressed as ratios to the mean. There are large differences between communities. Common values are:

Ratio	Normal Range	Average
Maximum day: average day	(From 1.2 to 2.0):1	1.5:1
Maximum hour: average hour	(From 2.0 to 3.0):1	2.5:1

Fire Demand. To extinguish fires and keep them from flaring into conflagrations, fire supply must be fitted to the bulk, congestion, fire resistance, and content of buildings. Because the character of the so-called high-value or congested districts of North American communities is a function of their size, their fire demand is likewise a function of their size. For other parts of communities, fire-flow estimates are based upon the nature and congestion of component buildings. Industrial and commercial properties have requirements of their own. The existence of private fire supplies, storage, and pumps is a modifying factor.

In North America fire protection is normally based upon recommendations of the National Board of Fire Underwriters. This fact-finding organization is supported by fire-insurance companies. A principal activity is the grading of public water supplies for adequacy of their fire protection services.¹⁶ Careful and continuing analyses of water demands experienced during fires in different kinds of communities underlie formulations of general standards by the Board. From these, the designer should depart only for good and sufficient reasons. Among the many factors taken into account by the Board in fixing upon standard fire flows is the probable loss of water from connections broken during large fires. The general requirements of the National Board are summarized below.¹⁷

1. Within the central, congested, high-value district, the rate Q in gpm,¹⁸ at which water must be available to check a serious conflagration, varies with the population P in thousands in accordance with the following relationship for communities of 200,000 people or less:

$$Q = 1020\sqrt{P}(1 - 0.01\sqrt{P}) \quad (5-10)$$

2. The central portion of communities with populations in excess of 200,000 requires capacities of 12,000 gpm and 2000 to 8000 gpm in addition for a second fire.

3. For residential districts the required fire flow varies from 500 gpm to 6000 gpm.

As previously stated, the actual volume of water withdrawn from the system to fight fires in the course of a year is almost negligibly small.

Coincident Draft. It is hardly conceivable that water will continue to be drawn at maximum rate for general community purposes while a serious fire is raging. Accordingly, the total draft probably does not equal

¹⁶ *Standard Schedule for Grading Cities and Towns of the United States*, National Board of Fire Underwriters (now the American Insurance Association), New York, 1942.

¹⁷ A more detailed statement is deferred until Chap. 13.

¹⁸ This is the customary unit for rating pumps, fire streams, and ground-water yields; 1000 gpm = 1.44 mgd.

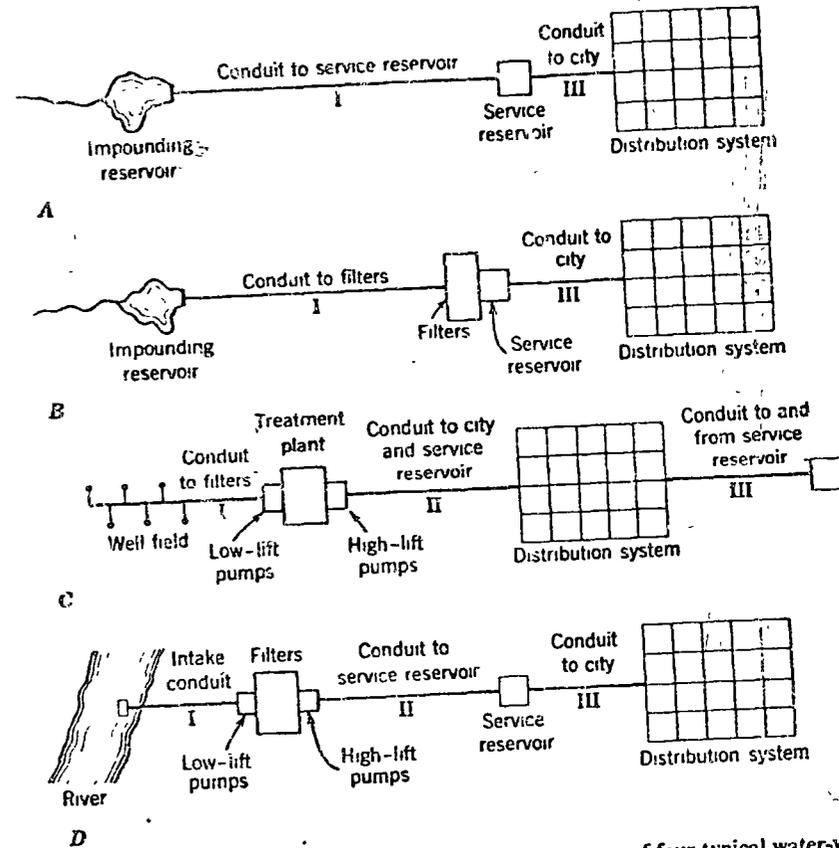


Fig. 5-4. Capacity requirements for the constituent structures of four typical water-works systems. The service reservoir is assumed to take care of hourly fluctuations, fire drafts, and emergency reserve.

Structure	Required Capacity	Capacity of System, mgd			
		A	B	C	D
1. River or well field	Maximum day			22.5	22.5
2. Conduit I	Maximum day	22.5	22.5	22.5	22.5
3. Conduit II	Maximum day	22.5
4. Conduit III	Coincident draft and fire	35.7	35.7	35.7	35.7
5. Low-lift pumps	Maximum day plus reserve	30.0	30.0
6. High-lift pumps	Maximum hour plus reserve	45.0	50.0
7. Filters or treatment plant	Maximum day plus reserve	24.0	24.0	24.0
8. Distribution system to high-value district	Coincident draft and fire	35.7	35.7	35.7	35.7

the sum of the fire demand and maximum *hourly* draft. Instead, the sum of the fire demand and *maximum daily* rate (150% of the average daily rate) appears to be reasonable in all but unusual situations.

Example 5-4. Each of the four water works systems shown in Fig 5-4 serves a community with an estimated future population of 100,000. Estimate the required capacities of their constituent structures for an average water consumption of 150 gpcd and a distributing reservoir so sized that it can provide enough water to care for differences between hourly and daily flows and for fire demands and emergency water requirements. Fundamental calculations are:

1. Average daily draft = $150 \times 100,000/1,000,000 = 15$ mgd
2. Maximum daily draft = coincident draft = $1.5 \times 15 = 22.5$ mgd
3. Maximum hourly draft = $2.5 \times 15 = 37.5$ mgd
4. Fire flow to high-value district = $1020 \sqrt{100(1 - 0.01 \sqrt{100})} = 9180$ gpm, or $9,180 \times 1.44 = 13.2$ mgd
5. Coincident draft plus fire flow = $22.5 + 13.2 = 35.7$ mgd.
6. Provisions for breakdowns and repairs of pumps and water purification units by installing at least one reserve unit give the following capacities:
 - Low-lift pumps: $2 \times$ average daily draft = $2.0 \times 15 = 30$ mgd = $\frac{2}{3} \times 22.5$ (max. daily draft).
 - High-lift pumps: $3 \times$ average daily draft = $3.0 \times 15 = 45$ mgd, or $\frac{4}{3} \times 37.5 = 50$ mgd (max. hourly draft).
 - Filters and the like: $1.6 \times$ average daily draft = $1.6 \times 15 = 24$ mgd, or 22.5 mgd (max. daily draft)

The resulting capacities of the four systems shown in Fig. 5-4 are summarized below that figure.

5-10 Demand and Drainage Loads of Buildings

The demand load of a building depends upon the number and kinds of fixtures and the probability of their simultaneous operation. Different fixtures are furnished with water at different rates as a matter of convenience and purpose. Expressed in cubic feet per minute (cfm), or fixture units, these rates become whole numbers of small size. Common demand rates are shown in Table 5-6.

It is quite unlikely that all fixtures in a building system will draw water or discharge it at the same time. A probability study of draft demands by Hunter¹⁹ suggested the relationships plotted in Fig. 5-5. In practice, the values shown are modified as follows:

1. Demands for service sinks are ignored in calculating the total fixture demand.
2. Demands of supply outlets, such as sill cocks, hose connections, and air conditioners, through which water flows more or less continuously for a

¹⁹ Roy B Hunter, *Methods of Estimating Loads in Plumbing Systems*, National Bureau of Standards, Report BMS 65 (1940). See also Housing and Home Finance Agency, *Housing Research Paper 15* (1951).

Table 5-6 Fixture Rates

Type of Fixture and Supply (1) and Discharge (2)	Rates of Supply and Discharge, cfm	
	Private Buildings	Public and Office Buildings
Wash basin, faucet—(1) and (2)	1	12
Water closet, (2) only	6	8
flush tank, (1) only	3	5
flush valve, (1) only	6	10
Urinal		
(stall or wall), flush tank (1) only	...	3
(stall or wall), flush valve	...	5
(pedestal), flush valve	...	10
Bathtub or shower, faucet or mixing valve	2	4
Bathroom group (2) only	8	...
flush tank for closet, (1) only	6	...
flush valve for closet, (1) only	8	...
separate shower head, (1) only	2	...
separate shower stall, (2) only	10	...
Kitchen sink, faucet 2	2	4
Laundry trays (1 to 3), faucet	3	...
Combination fixture, faucet	3	...
Service sink, faucet (hotel or restaurant)	...	12
Sill cock	$\frac{1}{3}$	1

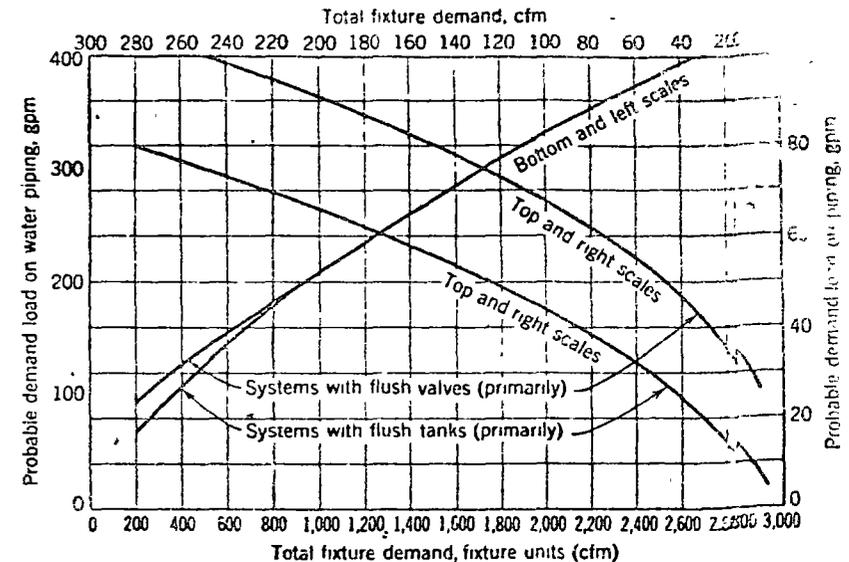


Fig. 5-5. Demand load on water piping. (After Hunter.)

considerable length of time, are added to the probable flow rather than the fixture demand.

3. Fixtures supplied with both hot and cold water exert reduced demands upon main hot-water and cold-water branches (not fixture branches). An allowance of three-fourths of the demand shown in Table 5-6 for individual fixtures is suggested.

Example 5-5. A two-story dwelling contains the following fixtures: a pair of bathroom groups, an additional water closet, an additional washbasin, a kitchen sink, a laundry tray, and a sill cock. All water closets are served by flush tanks. Find the demand load.

From Table 5-6: 2 bathroom groups @ 6 = 12; 1 water closet = 3; 1 washbasin = 1; 1 kitchen sink = 2; 1 laundry tray = 3; total = 21 cfm.

From Fig. 5-5, the probable flow in the building main will be 15 gpm plus 5 gpm for the sill cock, or a total of 20 gpm.

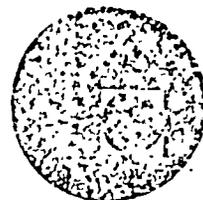
Like demand load, the drainage load placed on different parts of the system does not equal the sum of the discharge rates of individual fixtures. Not all of them are likely to be operated at the same instant or in such manner as to concentrate the full flow at a given point in the system. The larger the system, the steadier is the flow and the smaller the intensity of flow. In this respect, building-drainage systems behave, on a small scale, like sewerage systems (Sec. 5-11). Moreover, the time factor varies with differences in fixture distribution and complicates the estimation of a reasonable load. Probable discharges are greater for an individual horizontal branch than for the stack into which it empties; greater, too, for an individual stack than for the building drain in which it terminates. As a consequence, allowable ratios of fixture load to design discharge are relatively small for horizontal drains, larger for stacks, and greatest for building drains. These complicating factors make it impossible to show the relation between fixture discharge and drainage load by simple curves as was done in Fig. 5-5 for water piping.

5-11 Wastewater Flows





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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

ASPECTOS ECONOMICOS

M. en C. EDMUNDO IZURIETA R.
SEPTIEMBRE, 1977



ASPECTOS ECONOMICOS DE LOS SISTEMAS DE

ABASTECIMIENTO DE AGUA.

La introducción de agua potable a una localidad - principalmente se traduce, en lo siguiente:

- Mejores condiciones de salud
- Mejores condiciones de vida
- Establecimiento de industrias
- Establecimiento de comercios
- Desarrollo social en general
- Aumento de valor de la propiedad
- Mejoramiento del ambiente.

No siempre es posible cuantificar los beneficios en cifras económicas, ya que existen variables que no pueden cotizarse en términos monetarios, como ocurre con las mejores condiciones de salud, las mejores condiciones de vida, el desarrollo social, etc; sin embargo, los otros elementos pueden representarse en unidades monetarias.

Un proyecto de abastecimiento de agua puede evaluarse económicamente considerando o estimando la vida útil de

los elementos que lo componen, el flujo de beneficios y el flujo de costos.

Hay varios ejemplos para aclarar el análisis económico de un proyecto, optimizando ó minimizando los costos, ya que éstos tienen transcendencia en la toma de decisión.

El ejemplo clásico radica en el empleo de tuberías de diferentes diámetros para el bombeo del agua. Efectivamente se puede tener una función $C_1(D)$ dependiente del diámetro y otra función $C_2(H_p)$ que dependerá de los gastos de operación y mantenimiento.

La solución económica del problema radica en minimizar la suma de los valores C_1 y C_2 .

Otro ejemplo podría ser la determinación del diámetro que deba tener una tubería a presión cuando se introduce una estación de bombeo para aumentar la gradiente hidráulica. Como en el caso anterior habrá una función de costo $C_1(D)$ dependiente del diámetro de la tubería y otra $C_2(H_p)$ dependiente de la potencia de la bomba, la minimización de la suma de los dos determina la solución.

CONCEPTOS ECONOMICOS PARA DETERMINAR LA AUTOSUFICIENCIA DE LOS
SISTEMAS DE AGUA POTABLE.

Hay varios elementos que deben estudiarse para --
proyectar la autosuficiencia, entre ellos están los gastos de:

- 1.- Administración
- 2.- Operación y mantenimiento
- 3.- Amortización (capital + intereses)
- 4.- Depreciación de los activos
- 5.- Ampliaciones y mejoras

Balance de caja (importante para la determinación
de la solvencia económica del sistema).

Meta económica del sistema de abastecimiento de -
agua debe tener un ingreso propio proveniente de las tarifas ó-
de la venta de agua, que le permita una autosuficiencia.

Hay que tener presente el actual proceso económi--
co o inflacionario que se traduce en aumento del costo de vida,
sueldos y salarios mejores, materiales y equipo de mejor cali --
dad pero de mayor precio, esta situación repercute en el costo-
de la tarifa de agua y en la definición de la política financie

ra del sistema.

Los gastos de administración, operación y mantenimiento deben reflejar la situación pasada y presente, para proyectar la tendencia en años siguientes; hecho importante porque las tarifas se diseñan para permanecer en vigencia un período determinado de tiempo.

Los gastos de amortización incluyen tanto el capital como los intereses, no presentan problema porque previamente se han acordado los términos de financiamiento con las instituciones de crédito. Generalmente están calculadas las cuotas semestrales ó anuales facilitando la determinación de los ingresos necesarios para atender ese concepto.

Para la depreciación de los activos se puede utilizar la metodología existente; pero, el aspecto conceptual ha dado lugar a algunas controversias debido a las críticas que surgen al mantener un activo para el disfrute de generaciones futuras, grabando los intereses económicos de las generaciones actuales.

Como en todo proceso industrial el valor de la de

preciación es importante en los costos de producción y hay que tomarlo en cuenta.

Clase de tarifas.

La tarifa uniforme es la más simple y establece el valor fijo por el servicio de agua. Cuando no existen medidores la cuota fija es mucho más sencilla. En el caso de que el agua sea medida el costo unitario (m^3) se determina dividiendo el monto requerido de ingresos para el número de metros cúbicos.

La tarifa diferencial es la que estipula un cargo variable al consumidor en función del volumen de agua que pueda consumir o demandar, que se fija de antemano de acuerdo con la capacidad económica del usuario.

Quando ese cargo unitario se incrementa, según el volumen consumido, diferencial ascendente, en cambio cuando decrece se denomina diferencial descendente. Su determinación se efectúa en base a la disponibilidad del recurso agua y a los costos de producción.

Métodos para el cálculo de la tarifa de agua

Actualmente se ha introducido el término de usuario y beneficiario, con el objeto de lograr al máximo la distribución justa y equitativa de las aportaciones.

La política financiera del sistema de abastecimiento de agua, debe ser parte del proyecto, y debe basarse en la disponibilidad del recurso agua y la facilidad de obtener créditos para las instalaciones.

Una característica general de las tarifas constituye el establecimiento de dos tipos de contribuciones que se denominan cargo básico o fijo y cargo adicional. El primero representa el valor establecido para cada usuario por el consumo de agua hasta una cantidad fija que se considera suficiente para satisfacer su demanda en el período de facturación. Se justifica por el elevado porcentaje de gastos fijos derivado del funcionamiento, conservación y operación del sistema.

Se acostumbra clasificar al usuario en categorías asignándole una cantidad determinada de agua por la que paga el cargo básico.

El cargo adicional representa un valor derivado del consumo de cada unidad de volumen que se registre por encima del consumo básico. Este cargo adicional por metro cúbico generalmente es de orden ascendente.

Método según criterio de demanda

Fué establecido por la American Water Works Association (A.W.W.A). El principio fundamental está basado en el hecho de que el costo de los servicios de agua deben incluirse los de:

- Gastos de operación y mantenimiento
- Gastos de amortización de capital
- Gastos debido a intereses
- Reservas de depreciación
- Reservas para mejoras y ampliaciones.

Los gastos de capital se dividen en los correspondientes a captación y recolección, sistemas de distribución, tomas domiciliarias, desinfección y gastos generales, los que se prorratan a producción, distribución, servicios y medidores comerciales.

Los gastos de operación y mantenimiento se descomponen en: operación, mantenimiento, administración general servicios y medidores, y comerciales; asimismo, se prorratean a -- producción, distribución, servicios y medidores, y comercial.

Tanto los gastos de capital como los de operación y mantenimiento se distribuyen en gastos de demanda y de consumo.

Seguidamente se determinan las partes de la tarifa proveniente de gastos de producción y distribución, gastos por servicios y medidores, y gastos comerciales dividiendo para usuarios equivalentes los dos primeros y para el número de usuarios el último.

El costo del metro cúbico se obtiene dividiendo -- los gastos de consumo para el número total de metros cúbicos -- producidos en el sistema. Finalmente se tiene el cargo básico más el cargo adicional debido al costo del metro cúbico de -- agua.

Método de la distribución de consumos

En este se establecen criterios de cálculos diferentes a los empleados en el de demanda.

Los gastos se dividen en dos partes principales: costos por servicios al consumidor (lectura de medidores, facturación, recaudación, contabilidad, reparación de medidores) y costos generales (capital, operación y mantenimiento), que no son clasificados en el grupo anterior.

Se requiere hacer una clasificación de los usuarios (residencial, comercial, industrial, oficial, y público).

Se determinan los gastos de capital, operación y mantenimiento en forma similar al criterio de demanda y se procede a distribuirlos en gastos directos y gastos generales.

En esta forma se establece el gasto fijo y el gasto adicional. El primero se efectúa en función de los usuarios equivalentes calculadas en base a coeficientes diferenciales provenientes del consumo de cada clase de usuario; en cambio, el cargo adicional se obtiene dividiendo el porcentaje de los gastos generales entre el número de metros cúbicos incluidos en el consumo adicional.





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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

HIDROLOGIA SUPERFICIAL

ING. RAMON DOMINGUEZ
SEPTIEMBRE, 1977



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

TEMA 4.1.1. Hidrología superficial

En este tema se tratará sobre la manera de evaluar la disponibilidad de agua superficial y la forma de definir la magnitud de las obras necesarias para almacenarlas con objeto de utilizarlas en el momento en que se requieran. Se hará una descripción general del problema y se tratará de mostrar a los alumnos algunas herramientas analíticas útiles para el estudio de soluciones para los problemas hidrológicos asociados al diseño de abastecimientos de Agua. Dado lo limitado del tiempo disponible para estas pláticas se anexan a estas notas algunos apuntes que puedan permitir a quien lo desee profundizar en el manejo de estas herramientas.

INTRODUCCION

Uno de los problemas fundamentales para el hidrólogo consiste en estudiar la manera de adecuar el régimen y la distribución espacial de los escurrimientos al de las demandas. Esto es, en general los lugares y las épocas en que abunda el agua no corresponden a los lugares y las épocas en que se le necesita.

En México el escurrimiento es en general abundante en los meses de Junio a Noviembre y en las planicies costeras, por lo

~~que se hace necesario almacenarla para poder utilizarla en~~
el momento en que se necesita y subirla mediante bombeo para
suministrarla a la población que se encuentra concentrada en
las partes altas. Para diseñar las obras de almacenamiento
y de bombeo ~~es necesario~~ conocer el comportamiento hidrológico
de las corrientes y relacionarlo con el régimen de las de-
mandas.

FUENTES DE ABASTECIMIENTO SUPERFICIALES

Los sistemas de abastecimiento pueden tomar el agua directa-
mente desde la corriente, o bien de embalses, ya sea naturales
(lagos) o artificiales (presas).

En el primer caso deben definirse las variaciones del escurri-
miento en el tiempo para poder determinar el gasto que es po-
sible aprovechar, las posibilidades de deficit, etc. Para
~~ello es necesario analizar estadísticamente los valores histó-~~
ricos registrados a través de las mediciones hidrométricas en
la corriente y, mediante métodos de generación de valores dia-
rios, ver los valores mínimos que pudieran presentarse en el
futuro y la probabilidad de ocurrencia correspondiente.

En el segundo caso (embalses naturales o artificiales)- debe
definirse el tamaño mas adecuado del almacenamiento en función
del régimen de las aportaciones, el de las demandas y las ca-
racterísticas físicas y topográficas de los posibles sitios de

captación. Las variaciones en el régimen deben valuarse para intervalos de tiempo congruentes con la magnitud del aprovechamiento. Lo más común es utilizar intervalos mensuales pero esta regla debe revisarse en cada caso.

Los principales conceptos involucrados en la decisión son:

- . Las posibilidades de deficit o derrame.
- . El costo de la obra
- . El tamaño de la obra de excedencias

En resumen, para analizar las posibilidades de aprovechamiento de una corriente, es necesario:

- a) Tener un conocimiento básico de las variables que intervienen en el ciclo hidrológico (ver capítulos 1 al 5 del libro de Springall).
- b) Conocer de la existencia y características fundamentales de algunos modelos hidrológicos y tener posibilidad de profundizar en ellos para una mejor aplicación. En la práctica nos referiremos a los siguientes modelos.

b.1) Modelos Físicos. En ellos se pretende definir la forma en que la lluvia se convierte en escu
rrimiento superficial utilizando las características de la cuenca y las le

yes de la física. El modelo mas acabado de esta concepción lo constituye el método de Stanford. (Se puede consultar la tesis profesional de Enrique Ortega para conocer el método con detalle).

b.2) Modelo del hidrograma unitario.

Es un modelo simplificado que relaciona únicamente la lluvia efectiva (esto es la que no se infiltra) con el escurrimiento directo. Es un modelo lineal por cuanto supone que si una lluvia efectiva unitaria provoca un hidrograma de escurrimiento dado, una lluvia efectiva de K unidades provocará un escurrimiento K veces mas grande. Por otro lado considera válido el principio de superposición de causas y efectos de tal manera que la suma de precipitaciones en el tiempo provocará que los hidrogramas individuales se sumen directamente.

Si el hidrograma de precipitación efectiva horaria de una tormenta se define mediante el vector \bar{h} ($h_1, h_2, h_3, \dots, h_4$) y el hidrograma horario de escurrimiento directo con \bar{Q} (Q_1, Q_2, \dots, Q_m), la aplicación de los principios anteriores conduce al sistema de relaciones:

$$Q_j = \sum_{\zeta=0}^{i-1} h(\zeta) U(i-\zeta); \quad i = 1, 2, 3, \dots, m \quad (I)$$

en el que $U_{(k)}, k=1, 2, \dots, m-n+1$ son las ordenadas del hidrograma horario que produce una lluvia unitaria en la cuenca (hidrograma unitario)

La aplicación del método se realiza en dos etapas; en la primera se calibra el modelo; esto es, a partir de los hidrogramas y los hietogramas medidos en la cuenca y utilizando las relaciones (I) como un sistema de ecuaciones, se deducen los valores $U(k)$ del hidrograma; en la segunda (predicción) se obtienen anticipadamente los valores del escurrimiento utilizando las precipitaciones horarias medidas en la cuenca.

- c) Tener un conocimiento general de las bases de la estadística. Aunque para profundizar se puede utilizar el libro de Freund, en esta plática repasaremos rápidamente los puntos que se anexan. (páginas 3.4 a 3.6).
- d) Conocer los modelos de generación de registros sintéticos y su utilización.

Los modelos de generación de registros sintéticos son técnicas analíticas mediante las cuales se pretende generar registros "semejantes" a los valores históricos.

La "semejanza" entre los valores históricos y los generados consiste en que ambos deben tener las mismas características estadísticas. Las principales características de un registro hidrológico son:

- . Media
 - . Variancia
- } Función de distribución
- . Autocorrelación (persistencia)

Los registros generados sintéticamente tendrán la misma probabilidad que el histórico de ocurrir en el futuro. Tienen la ventaja de que mediante ellos (los registros sintéticos) se puede simular todos los posibles resultados de la construcción de alguna obra. Así por ejemplo, si se construye una presa para aprovechar el agua de una corriente, es posible simular el comportamiento mensual de la misma utilizando el principio de continuidad y los valores generados. La simulación se haría secuencialmente mediante la relación

$$V_{i+1} = V_i + Q_{i,i+1} - EV_{i,i+1}$$

en que

V_i es el volumen almacenado al final del mes i

$Q_{i,i+1}$ es la aportación a la presa durante el mes $i+1$ (generado)

$EV_{i,i+1}$ es el volumen evaporado durante el mes $i+1$

Si V_{i+1} es mayor que la capacidad de la presa se tendrá un volumen derramado

Si V_{i+1} es menor que cero se tendrá un volumen de déficit

De esta manera, simulando varios años el funcionamiento mensual de la presa, es posible cuantificar, con la precisión que se desee, las probabilidades de déficit y derrame para diferentes capacidades de la presa.

Para el diseño de la obra de seguridad de la presa (vertedor) que permita derramar los gastos que la presa por su tamaño no pue de retener.

Las siguientes consideraciones pueden servir de base para la determinación del gasto de diseño del vertedor.

Supóngase que un gasto cualquiera Q_0 tiene una probabilidad P_0 de ser igualado o excedido en un año cualquiera.

Se define el período de retorno asociado al gasto Q_0 como el recíproco de la probabilidad de que sea excedido en un año, esto es:

$$Tr(Q_0) = \frac{1}{P_0} \quad (a)$$

La probabilidad de que Q_0 no sea excedido será por lo tanto

$$P(Q < Q_0) = 1 - \frac{1}{Tr}$$

La de que no sea excedido en ninguno de los N años de vida útil de la estructura será:

$$P_N(Q < Q_D) = \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^N$$

y, por lo tanto, la probabilidad de que se presente cuando menos una falla durante la vida útil de la presa será:

$$P_{\text{falla}} = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^N$$

II

Si, de acuerdo con la importancia de la obra y la magnitud de los años que podrían causarse aguas abajo de presentarse una falla, se determina la probabilidad de falla aceptable, la ecuación (II) permite seleccionar el período de retorno correspondiente y con esto el gasto de diseño.

Siendo η_x y η_y las medias de \underline{x} , \underline{y} , respectivamente; si estos van a ser cero

$$C(x, y) = E\{x y\}$$

Si x , y , son variables continuas en el tiempo.

$$C(x, y) = \frac{1}{T} \int_0^T x(t) y(t) dt$$

En particular a la covariancia de una variable con sí misma se le denomina variancia.

$$\text{Var}(x) = E\{x \cdot x\} = E\{x^2\} = \frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt$$

3.2.1.5 Función de Autocorrelación

Si un proceso, representado por la variable x , es estacionario y ergódico, se puede definir una función, llamada de autocorrelación, que mida el valor de la covariancia de la variable $x(t)$ con ella misma, pero desplazada un intervalo de tiempo (τ) esto es:

$$\rho_x(\tau) = \frac{1}{T} \int_0^T x(t) x(t+\tau) dt$$

en particular, si el intervalo escogido es cero:

$$\rho_x(0) = \frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt = E\{x^2(t)\} = \text{Var}(x)$$

3.2.1.6 Expansión en series de Fourier

La expansión de series de Fourier de una función periódica $A(t)$, continua con período T es:

$$A(t) = a_0 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \left[a_n \cos(2\pi n t / T) + b_n \sin(2\pi n t / T) \right] \quad (1)$$

en donde

$$a_n = \frac{1}{T} \int_0^T A(t) \cos(2\pi n t / T) dt$$

$$b_n = \frac{1}{T} \int_0^T A(t) \sin(2\pi n t / T) dt$$

Si introducimos X_n , tal que

$$X_n = \begin{cases} a_0 & \text{para } n=0 \\ a_n - ib_n & \text{para } n>0 \\ a_n + ib_n & \text{para } n<0 \end{cases}$$



conceptos relacionados con el espectro del oleaje y presentar los resultados obtenidos en el desarrollo de los métodos de cálculo y estimación de dicho espectro en relación con el proyecto de Laguna Verde, Ver.

3.2.1 Algunos conceptos relacionados con la estimación del espectro del oleaje.

La comprensión y utilización de la teoría del análisis espectral requieren del conocimiento aún cuando sea somero de conceptos estadísticos y probabilísticos elementales. Se definirán a continuación aquellos que se consideran más importantes.

3.2.1.1 Población y Muestra.

En estadística se habla de población como la totalidad de los posibles resultados de un experimento cualesquiera : así por ejemplo, si el experimento consiste en rodar un dado y observar el número que aparece en la cara superior, la población será : 1, 2, 3, 4, 5, 6 .

Muchos problemas en ingeniería involucran poblaciones mucho más complicadas que las del ejemplo anterior, y en los que lo más que se puede pretender es inferir algunas características típicas (estadísticas) de la población, a través de una serie de experimentos; a los resultados de estos experimentos o mediciones se les denomina muestra. En términos generales se puede decir que : la estadística se preocupa por identificar las características típicas de la población y ordenar los resultados que forman la muestra, y que, la teoría de probabilidad, busca proporcionar métodos que permitan inferir las características típicas de la población y ordenar los resulta

los que forman la muestra, y que, la teoría de probabilidad, busca proporcionar métodos que permitan inferir las características de la población a partir de la muestra.

3.2.1.2 Función de Distribución

Se define la función de distribución de una variable aleatoria sobre el campo de los números reales, como la probabilidad de que dicha variable tome valores menores o iguales a un valor fijo X , para toda X comprendida en los reales, estores :

$$F_U(x) = \text{Prob} \{ u \leq x ; x \in \mathbb{R} \}$$

La función de densidad de la variable aleatoria se puede definir a partir de la función de distribución como :

$$f_U(x) = \frac{\partial F_U(x)}{\partial x}$$

3.2.1.3. Valor Esperado

Si se tiene una función continua, se define el valor esperado o media de esa función $g(x)$ como :

$$E \{ g(x) \} = \int g(x) f(x) dx$$

En caso de que la función $g(x)$ sea discreta se tiene:

$$E \{ g(x) \} = \sum g(x) p(x)$$

en donde, $p(x)$ es la probabilidad de que la variable tome el valor (x) .

3.2.1.4 Covariación

Se denomina covariación de las variables x, y , al valor esperado del producto de los valores correspondientes de dichas variables, esto es :

$$C(x, y) = E \{ (x - \eta_x)(y - \eta_y) \}$$

5.1 Análisis de modelos lluvia-escorrimento.

Se analizan tres modelos que representan tres grados de complicación y tres grados de detalle en la información que requieren

5.1.1 Modelos de simulación del escurrimento.

El desarrollo de las computadoras ha permitido que se planteen métodos de simulación del flujo en los que se puede incorporar un análisis detallado de las diferentes subáreas que componen la cuenca. Los modelos más representativos de esta idea son el de Stanford³³ y el del Departamento de Estudios Geológicos de los Estados Unidos (U.S.G.S.)³². Con base en ellos se desarrolló la siguiente descripción.:

El método consiste en dividir la cuenca en áreas pequeñas y calcular el escurrimento producido en cada una de ellas y transitarlo hasta la boquilla de la cuenca. Para describir el cálculo del escurrimento producido en cada área se hará referencia a la fig 22.

La superficie de la subcuenca se divide en dos parte, una impermeable (1) y una permeable (2) que representan porciones X10

y $(1-X_{10})$ del área total respectivamente.

La superficie impermeable contiene a su vez dos partes. Una porción (X_{11}) que está conectada directamente con los cauces y otra $(1-X_{11})$ con pequeños almacenamientos (charcos).

La superficie permeable tiene también un almacenamiento y esta asociada a través de la infiltración con el subsuelo.

En un intervalo de tiempo dado, cae sobre la superficie total una precipitación neta (precipitación menos evaporación) INC.

Al establecer el principio de continuidad en cada parte del sistema, se obtienen las siguientes relaciones.

$$(1) \quad Q_{total} = Q_1 + Q_2 + Q_n$$

$$(2) \quad Q_1 = INC - (X_{10}) - (X_{11})$$

$$(3) \quad \left[\begin{array}{l} Q_2 = INC (X_{10}) (1-X_{11}) \text{ si } D_c > H \\ Q_2 = 0 \\ D_c = D_c + INC (X_{10}) (1-X_{11}) \end{array} \right] \text{ si } D_c < H$$

en donde

D_c es el volumen almacenado en el área impermeable

H es la capacidad total de almacenamiento

$$(4) \quad INC (1-X10) = S_n + F_n + Q_n$$

Para conocer los valores de S_n , F_n y Q_n (lo que se almacena, lo que se infiltra y lo que escurre superficialmente) se requieren dos ecuaciones adicionales que liguen dichas variables. Puede establecerse una ecuación que relaciona la infiltración con los almacenamientos en la superficie y en el subsuelo; por ejemplo, en el modelo del U.S.G.S. se supone una relación de tipo

$$(5) \quad F_n = KSAT \left(1 + \frac{PS}{SMS} \right)$$

en donde

$$PS = PSP \left(RGF - (RGF - 1) \frac{BMS}{BMSM} \right)$$

SMS almacenamiento en la capa superficial

BMS almacenamiento en el subsuelo

$KSAT$, PSP , RGF , $BMSM$ parámetros que definen la función (5) y que dependen de las características particulares del área permeable.

La otra ecuación que se requiere se obtiene relacionando el escurrimiento superficial con el incremento en el almacenamiento y con la infiltración; por ejemplo, en el modelo de Stanford se propone

$$(6) \quad Q_n = \begin{cases} SR^2/2FR & S\lambda & SR < FR \\ SR - FR/2 & S\lambda & SR > FR \end{cases}$$

La ecuación (4), junto con la (5) y la (6), permiten obtener el escurrimiento aportado por la superficie permeable y éste, junto con los aportes de la superficie impermeable constituyen el aporte total de la superficie, en el intervalo de tiempo considerado.

Como puede verse, el método permite reproducir con mucho detalle el ciclo hidrológico. Desafortunadamente, para poder aplicarlo, se requiere determinar un gran número de parámetros en cada una de las áreas elementales (En el método de Stanford en particular se deben estimar 15 parámetros) por lo que en la actualidad es muy poca la utilidad práctica que puede obtenerse de él. Sin embargo, el manejo del modelo puede conducir a un análisis de sensibilidad que permita distinguir la importancia relativa de los parámetros y proponer programas de medición de los más importantes.

4. MODELOS DE GENERACION DE MUESTRAS SINTETICAS INDEPENDIENTES

Para la generación de datos sintéticos los procesos de simulación que incluyen un elemento aleatorio - modelos de Monte Carlo - son fundamentales.

Una de las aplicaciones más sencillas de los modelos de Monte Carlo es la técnica propuesta en 1927 por Sudler que consiste en obtener distintas permutaciones de los valores anuales de un registro histórico; para esto se integra un conjunto de tarjetas en cada una de las cuales se anota un valor de la secuencia histórica de datos anuales, y mediante la selección de las tarjetas del conjunto se pueden formar distintas ordenaciones de los valores registrados. El procedimiento tiene la ventaja de proporcionar muchas maneras de

presentación de los valores grandes y pequeños de la secuencia original pero adolece de varios defectos entre los que están:

- No se respeta la relación de un dato y los antecesores, es decir, es ignorado el coeficiente de autocorrelación del registro histórico
- El rango de valores del registro histórico no es superado
- Si la selección es sin reemplazo, la probabilidad de que se repita un valor consignado en una tarjeta que se ha extraído es cero.

En 1954, Barnes empleó una tabla de números aleatorios para generar muestras sintéticas a partir de un registro histórico de gastos anuales, de forma que tuvieran la media y la desviación estándar del registro histórico suponiendo para esto una distribución normal. Aunque este método es mejor al de Sudler, tampoco considera el coeficiente de autocorrelación, el cual es una limitación importante.

De manera distinta a los métodos anteriores, como otros tradicionales, donde se ha considerado el proceso de generación de muestras sintéticas exclusivamente determinista o puramente probabilista, lo cual no refleja la realidad del problema

han surgido otros modelos que toman en consideración conjuntamente estos dos factores.

Un grupo de investigadores en 1962 agregaron al modelo de generación de Barnes el coeficiente de autocorrelación entre datos sucesivos y el coeficiente de asimetría como tercer parámetro para caracterizar la distribución de los datos históricos. El modelo se hizo aplicable a valores anuales y mensuales y ha sido conocido como "Hidrología Sintética" (2).

A continuación se describen algunos modelos para generar muestras sintéticas independientes (inciso 3.3.1).

4.1 Generación de muestras sintéticas anuales

Se describen varios modelos para la generación de muestras sintéticas que representen las características importantes de los registros históricos anuales.

4.1.1 Modelo de Thomas-Fiering

En un estudio pionero sobre el análisis de sistemas de apro

vechamientos hidráulicos, Thomas y Fiering (1962) desarrollaron un modelo de generación de muestras sintéticas para escurrimientos anuales⁽⁵⁾ basándose en el hecho de que las series cronológicas pueden ser representadas por diferentes funciones analíticas, cada una de las cuales será mas o menos útil para determinadas secuencias históricas.

Las funciones analíticas son de la forma:

$$X_t = \delta(t) + u_t \quad (4.1)$$

donde

X_t es el valor de la serie cronológica en el tiempo t

$\delta(t)$ es una componente determinista

u_t es una componente probabilística

La componente determinista para un registro que muestra tendencia (inciso 2.1) puede ser evaluada como un polinomio de grado pequeño, sin embargo, si no existe, se puede establecer para la serie cronológica la siguiente ecuación recursiva:

$$X_t = b_0 + b_1 X_{t-1} + b_2 X_{t-2} + \dots + b_m X_{t-m} + u_t \quad (4.2)$$

Las literales b_{λ} ($\lambda = 1, \dots, m$) son coeficientes de regresión lineal y e_t es el error cometido en la estimación. Se aprecia que en el segundo miembro de la ec. 4.2 están involucrados tanto la parte determinista como la probabilística.

Para un problema en particular, para definir el modelo anterior es necesario antes de definir los valores de los coeficiente b_{λ} , estimar hasta que valor m se considera la ec. 4.2. Esto se puede hacer al obtener para el conjunto de mediciones X_t el coeficiente de autocorrelación para distintos ordenes (para $k = 1, 2, 3, \dots$) hasta obtener para él un valor pequeño, el orden k de este coeficiente será el valor de m que interesa. Se puede dibujar el valor del coeficiente de autocorrelación de orden k contra el de k y obtener una figura llamada correlograma (fig 3).

Por ejemplo, de la fig 3, se estima el valor de 2 para m , esto implica que el modelo dado por la ec. (4.2) queda como:

$$X_t = b_0 + b_1 X_{t-1} + b_2 X_{t-2} + e_t$$

Por una regresión lineal entre los datos X_t, X_{t-1}, X_{t-2} pueden ser obtenidos b_0, b_1, b_2 . Por lo que se refiere a la parte probabilística (e_t), ésta puede ser calculada utilizando un conjunto de números aleatorios con una distribución de

probabilidad similar a la estimada para los errores del ajuste de la regresión lineal.

El modelo tiene el inconveniente de no tomar en cuenta la componente cíclica. Como mas adelante se verá, este modelo es un caso particular del modelo "Análisis de Componentes" que sí considera la componente cíclica.

Para el caso, en el cual $m = 1$, el modelo (ec. 4.2) queda:

$$X_t = b_0 + b_1 X_{t-1} + e_t \quad (4.3)$$

Se supone que la influencia del pasado, está reflejada por completo por el valor previo X_{t-1} .

En este modelo llamado de orden uno o markoviano los coeficiente b_0 y b_1 pueden ser especificados para datos X_t y la ec. (4.3) puede escribirse:

$$X_t = \bar{X} + \lambda (X_{t-1} - \bar{X}) + e_t \quad (4.4)$$

donde

λ es el coeficiente de autocorrelación de orden 1. de los datos X_t .

Si se considera que los datos X_t tienen una distribución normal puede demostrarse⁽⁶⁾ que la componente aleatoria $\{e_x\}$ tiene una distribución normal con media cero y desviación estándar S' , dada por:

$$S' = S(1-k^2)^{\frac{1}{2}} \quad (4.5)$$

donde S es la desviación estándar de los datos X_t

El modelo planteado por la expresión (4.4) permite en términos de la media, desviación estándar, y el coeficiente de autocorrelación de orden uno del registro histórico obtener muestras sintéticas anuales.

La confiabilidad del modelo dependerá en gran medida de la distribución de probabilidad que observen los datos, para su empleo se proponen tres distribuciones de probabilidad. No se indicará por el momento algún criterio para escoger alguna de ellas, en un informe posterior esto será tratado.

Modelo Thomas-Fiering para la distribución normal

Para la generación de muestras sintéticas con distribución normal se utilizan las ecuaciones (4.4) y (4.5), para esto se requiere emplear números aleatorios normales d_i con media cero y desviación estándar 1, de esta manera la ecuación que

define este modelo es:

$$X_t = \bar{X} + \alpha(X_{t-1} - \bar{X}) + d_t S \frac{1}{\sqrt{1-\alpha^2}} \quad (4.6)$$

En el anexo A se muestra un ejemplo de aplicación del modelo.

Modelo Thomas Fiering para la distribución lognormal

El modelo dado por la ec. (4.6) también puede ser utilizado para la generación de muestras sintéticas con distribución lognormal, considerando los parámetros de ésta y que se generen logaritmos de los datos; el modelo a utilizar es:

$$X_t = \exp(h_t) + a_L \quad (4.7)$$

para

$$h_t = \bar{h} + \alpha_L (h_{t-1} - \bar{h}) + d_t \sigma_L \frac{1}{\sqrt{1-\alpha_L^2}} \quad (4.8)$$

donde

\bar{h} , σ_L y a_L son parámetros de la distribución lognormal que mejor se ajusta a la distribución de los datos, o sea la media y la desviación estándar de los logaritmos de los datos respectivamente.



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



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

REDES DE DISTRIBUCION

M. en I. JOSE L. SANCHEZ BRIBIESCA
SEPTIEMBRE DE 1977



SISTEMAS DE AGUA POTABLE

Redes de distribución:

4a. plática

1. Introducción; métodos y problemas

2. La red estática

2.1 Linearización

2.2 Ecuaciones de control y sistema de ecuaciones

2.3 Fronteras

2.4 Matrices en banda

2.5 Programa

3. La red dinámica

3.1 Fronteras; fundamentos

3.2 Ecuaciones de control

3.3 Fronteras; bloques y Sistema de Ecuaciones

3.4 Programa

3.5 Conclusión

0. SINOPSIS

El cálculo de redes de tubos con ingresos fijos y congruentes con salidas predeterminadas, constituye un problema teórico que se ha resuelto en la hidráulica clásica con diferentes metodologías. El análisis de sistemas de suministro de agua potable se puede hacer suponiendo que la red es estática, esto es, que no varían las demandas, ni las condiciones de suministro; en tal caso son aplicables los procedimientos usuales para el cálculo de redes, pero los resultados a los que se llega son poco útiles en la práctica.

Basándose en los métodos tradicionales para el cálculo de redes de tubos, pero introduciendo una serie de conceptos diferentes a los clásicos, se han desarrollado últimamente procedimientos de cálculo que permiten tomar en cuenta las variaciones en la demanda, la regulación en los tanques, el almacenaje en los tinacos y los fenómenos transitorios ocasionados por las operaciones de arranque y paso en las bombas. Con estos procedimientos se pueden llevar a cabo análisis dinámicos de las redes, modelando así, de manera más fiel, a los sistemas reales de suministro de agua potable. Las limitaciones y ventajas del enfoque clásico (red estática) y moderno (red dinámica) en los problemas de diseño y operación serían discutidas en las pláticas 4a. y 6a.

INTRODUCCION

En el cálculo clásico de redes se considera que los ingresos y egresos al sistema se hacen en los nudos de la red; además estos gastos deben cumplir

la condición de continuidad. Por otra parte, en cada tubo se puede plantear una ecuación dinámica que relaciona a las cargas en los nudos extremos del tubo, con el gasto que circula por él; si después se establece la condición de continuidad en cada nudo se llega a un sistema de ecuaciones en donde las incógnitas son las cargas en los nudos. Independientemente de que el manejo e interpretación de este sistema requiere de una serie de precauciones, es interesante señalar que Cross ideó un procedimiento diferente, al introducir el concepto de circuito que, en última instancia, es una mezcla de las condiciones dinámica y de continuidad; este procedimiento de análisis de circuitos puede competir, con ventaja, en redes aún de regular tamaño, con el procedimiento matricial que se va a describir en esta plática y si no se desarrolla más ampliamente es tanto por la vasta bibliografía de referencia, como porque el método matricial tiene un innegable valor formativo; en efecto sin entenderlo, no es posible comprender el procedimiento de análisis dinámico de la red, objetivo último de estas notas.

Para aceptar que un modelo estático puede representar a una red de suministro de agua potable, es necesario trabajar con "promedios" o, en todo caso, repetir los cálculos en condiciones "de pico". Al admitir semejantes hipótesis, se está negando el hecho real de la variación de la demanda con el tiempo, amén de los efectos de regulación y almacenaje; es más, la demanda varía en el tiempo de manera estocástica, de suerte que un análisis realista de una red debería hacerse, en rigor, por simulación y con un modelo dinámico.

Ahora bien, el análisis dinámico de los sistemas de suministro de agua potable requiere de grandes computadoras y no por ello deja de ser un modelo, esto es, aún cuando es bastante más realista que el enfoque clásico, requiere de algunas hipótesis simplificadoras que limitan la confiabilidad de los resultados aunque, desde luego, mucho menos que los modelos estáticos. En estas condiciones, los modelos tradicionales tendrán su aplicación restringida a redes muy simples o a los anteproyectos de redes más complicadas.

LA RED ESTÁTICA

Linearización

Sea una función $F = f(x)$ continua y diferenciable; su incremento estará dado por $\Delta F = F_2 - F_1 = f'(x_1) (x_2 - x_1) \dots \dots \dots (1)$

El valor medio de F entre x_1 y x_2 estará dado por $\bar{F} = kF_2 + (1-k)F_1 \dots \dots (2)$

en donde k , comprendida entre 0 y 1 se escogerá según la concavidad de la curva representativa. Estas fórmulas serán utilizadas en los desarrollos subsecuentes.

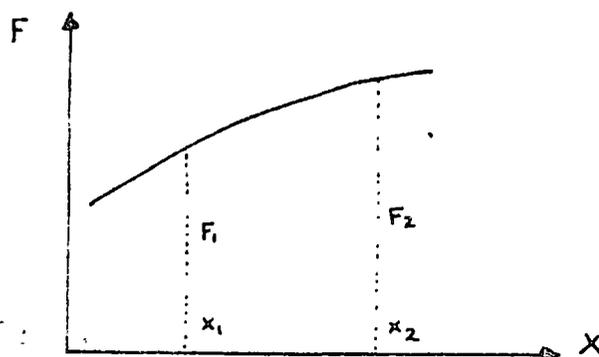


Fig. 1

El desnivel piezométrico entre los extremos $S_a I$ de una tubería larga, de longitud l , área a , diámetro D y rugosidad f está dado por

$$Z = h_s - h_I = \frac{f l}{D} \frac{1}{2g a^2} [Q]^2 \dots \dots \dots (3)$$

Un posible incremento de Z resultará entonces:

$$Z^2 - Z^1 = 2k Q^1 (Q^2 - Q^1)$$

De allí puede concluirse que el gasto que circula en la tubería estará dado por:

$$Q^2 = \frac{h_s^2 - h_I^2}{2k Q^1} + \frac{Q^1}{2} \dots \dots \dots (4)$$

En esta ecuación h_s es la carga en el extremo superior y h_I en el inferior de la tubería, Q^1 es un gasto arbitrariamente atribuido a la tubería, pero próximo a Q^2 , el valor que "realmente" circula en ella.

Ecuaciones de Control

Supóngase una red de tubos como la de la figura 2, en donde se considera que ingresan gastos por 3 y 7 suficientes para satisfacer las demandas de 1 a 8. En cada una de las 10 tuberías de la red valdrán ecuaciones del tipo (3), esto es:

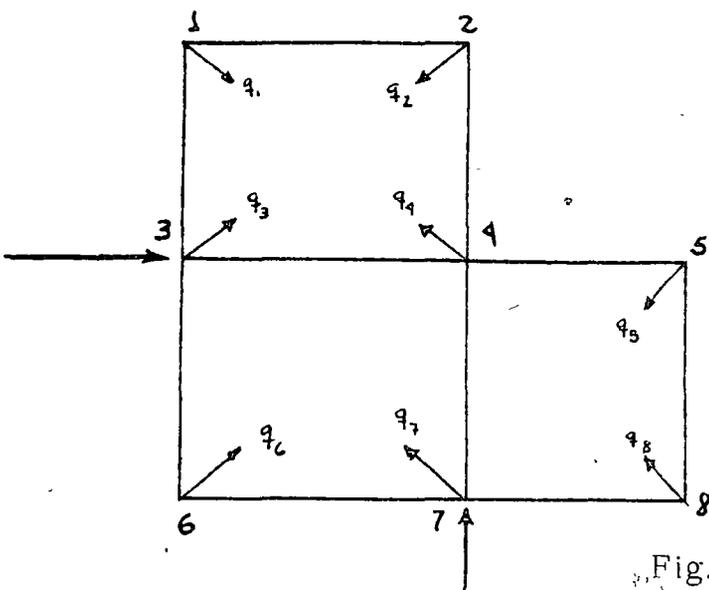


Fig. 2

$$Q_{31}^J = \frac{1}{2K_{31} Q_{31}^{J-1}} (h_3^J - h_1^J) + \frac{Q_{3-1}^{J-1}}{2}$$

$$Q_{12}^J = \frac{1}{2K_{12} Q_{12}^{J-1}} (h_1^J - h_2^J) + \frac{Q_{12}^{J-1}}{2}$$

$$Q_{85}^J = \frac{1}{2K_{85} Q_{85}^{J-1}} (h_8^J - h_5^J) + \frac{Q_{85}^{J-1}}{2}$$

Esto implica que se ha aceptado un "sentido" de circulación y un valor original arbitrario a las diferentes Q_{ik}^{j-1} , de manera que en cada nudo podrá escribirse una ecuación de continuidad, esto es, haciendo $\alpha_{ik} = \frac{1}{2 K_{ik} Q_{ik}^{j-1}}$ se tendrá, aceptando que son positivos los gastos "llegan" al nudo y negativos los que "salen" de él (o al revés):

$$\begin{aligned} (-\alpha_{31} - \alpha_{12}) h_1^j + \alpha_{12} h_2^j + \alpha_{31} h_3^j &= 2q_1 - Q_{31}^{j-1} + Q_{12}^{j-1} \quad * \\ \alpha_{12} h_1^j + (-\alpha_{12} - \alpha_{42}) h_2^j + \alpha_{42} h_4^j &= 2q_2 - Q_{12}^{j-1} - Q_{42}^{j-1} \\ \alpha_{15} h_5^j + \alpha_{78} h_7^j + (-\alpha_{98} - \alpha_{95}) h_8^j &= 2q_8 - Q_{78}^{j-1} - Q_{95}^{j-1} \end{aligned}$$

La solución de este sistema de ecuaciones dará los valores de h_i^j que, de acuerdo con los valores originalmente supuestos a Q_{ik}^{j-1} , debía haber en la red para que con los ingresos \bar{q}_3 y \bar{q}_7 se dejaran satisfechas las demandas q_1, q_2, \dots, q_8

Como después, con ayuda de la fórmula (3) se pueden calcular los gastos "reales" Q_{ik}^j que circulan por las tuberías, es posible compararlos con los originalmente supuestos Q_{ik}^{j-1} para que, en caso de que la diferencia sea "notoria" se calculen nuevos h_i^{j+1} y así sucesivamente hasta que la diferencia entre Q_{ik}^j y Q_{ik}^{j+1} no sean significativas, momento en que se habrá llegado a la solución final del problema.

Fronteras

El manejo del sistema 5 amerita un cuidado especial porque lo primero que salta a la vista es que su determinante vale ¡cero!, con lo cual existe infinidad de soluciones. Semejante resultado se explica viendo que lo que se ha determinado en realidad es una serie de diferencias piezométricas, de suer-

* La ecuación de continuidad en el nudo 1, establecería originalmente que $Q_{31}^j - Q_{12}^j = q_1$

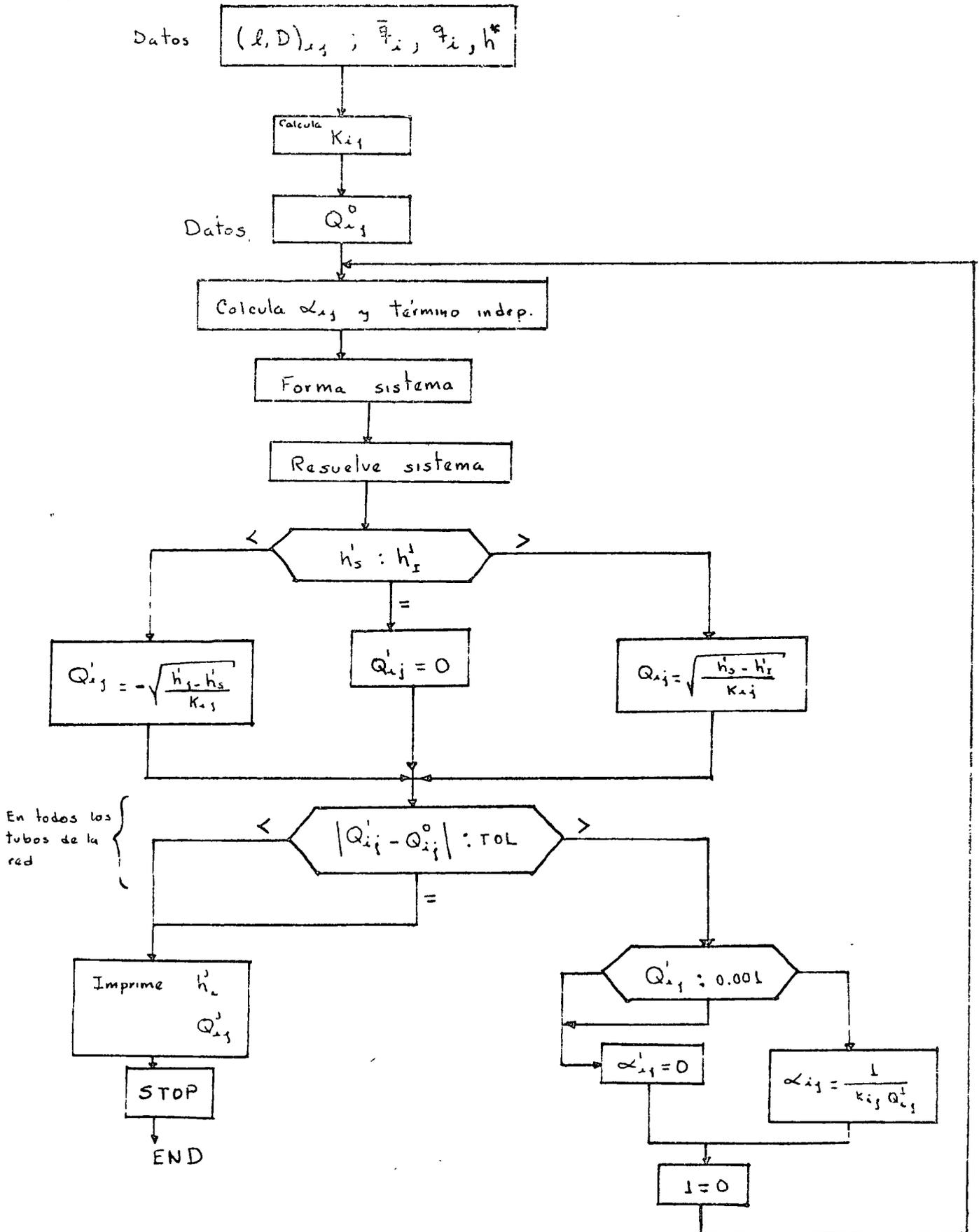
te que para valuar las cargas, es necesario precisar a una de ellas; sin embargo, al hacer esto, se habrá suprimido una incógnita y con ella una de las ecuaciones del sistema 5 y, al mismo tiempo se habrán alterado los términos independientes de aquellas ecuaciones en donde interviene la variable ya identificada.

Por otra parte, al definir una de las cargas, al mismo tiempo que se admiten ingresos determinados en 3 y 7 se está forzando a que en dichos nudos existan los implementos necesarios para que con las cargas h_3 y h_7 ingresen a la red los gastos \bar{q}_3 y q_7 , limitación incómoda en muchos casos. Si para dar la vuelta a este problema se hace que \bar{q}_3 y \bar{q}_7 se vuelvan incógnitas, se pierde la simetría del sistema original y el problema se complica notoriamente.

Matrices en banda

La solución de una red por un método matricial iterativo como el que se ha presentado, exige disponer de un procedimiento expedito para la solución de sistemas de ecuaciones; este método es el de descomposición en una matriz inferior $\{l\}$ y una superior $\{u\}$, tales que su producto sea la matriz del sistema; después haciendo $\{l\}\{y\} = \{b\}$, en donde $\{b\}$ es el vector de términos independientes, se calcula un vector $\{y\}$ que es igual al producto de $\{u\}\{x\}$, de donde se puede valuar $\{x\}$, vector solución. El método es particularmente rápido porque siendo la matriz $\{a\}$ en banda, resulta que $\{l\}$ y $\{u\}$ lo son también, con lo que las operaciones se reducen notablemente.

RED ESTATICA. (Programa)



Programa

El programa para calcular redes estáticas, de acuerdo con el diagrama de bloques dado a continuación, consiste en inventar ciertos gastos iniciales en las tuberías Q_{ij}^0 , para calcular con ellos y la geometría de la red, los coeficientes a_{ij}^0 y los términos independientes, formar el sistema de ecuaciones, resolverlo y calcular nuevos Q_{ij}^1 que, al ser comparados con los Q_{ij}^0 permitirán juzgar si conviene iterar una vez más. Debe tenerse cuidado en definir claramente las condiciones de frontera y en checar, en cada iteración, el sentido de los gastos de cada tubo, que debe ser congruente con las cargas de los extremos.

En el apéndice de estas notas aparece un programa detallado escrito en FORTRAN IV, con todo y los comentarios que facilitan su manejo.

La red dinámica

Fronteras; fundamentos.

En los sistemas de abastecimiento de agua potable, el suministro se hace mediante tanques de regulación o sistemas de bombeo generalmente situados en la periferia de la red; por otra parte, el agua se suministra primero a los almacenamientos domiciliarios que amortiguan los picos de demanda, toda vez que ésta varía con la hora del día. Esta serie de circunstancias hace que al hacer un análisis de una red "real", se deban tomar una serie de precauciones para lograr resultados razonablemente confiables.

En un modelo dinámico de red deberá tomarse en cuenta la política de operación del sistema, representada, en cuanto a ingresos, por las horas en

que se pongan en servicio tanques y bombas, además de asegurarse que las condiciones de la red permiten el funcionamiento adecuado de unos y otras, esto es, los tanques no podrán operar si la carga en la red produce gradiente opuesto, o si se sale del rango de operación de sus cotas extremas; otro tanto ocurre con las bombas en donde es necesario tener en cuenta sus curvas características de operación.

Por lo que se refiere a la demanda, será necesario considerar que no toda será siempre suministrada por la red, sino que los tinacos ayudarán al suministro; pero de tal manera que se trate de mantenerlos llenos, siempre que las condiciones de carga y demanda momentánea la permitan.

De esta manera, en adición a las ecuaciones de control dinámica y de continuidad, al hacer el análisis dinámico de una red será necesario tomar en cuenta en el cálculo el funcionamiento de tanques, bombas y tinacos. Finalmente conviene hacer notar que, en un sistema dinámico, las fuerzas de inercia pueden jugar un papel importante, sobre todo, al iniciarse o terminarse una operación.

Ecuaciones de control

De acuerdo con el teorema de D'Alembert, en una tubería con extremos N y m, diferencia de presiones media $\bar{\Delta P}$ y fricción media \bar{F} se tendrá que

$$\bar{\Delta P} - \bar{F} = m \frac{\Delta v}{\Delta t} \dots \dots (6)$$

Si se designa a la diferencia de presiones como $\Delta P = \gamma a (h_N - h_m)$ y a la fricción como $F = \frac{\gamma}{a} \frac{1}{a} (ff) [Q]^2$; $ff = \left(\frac{n}{r^{1/2}}\right)^2$, siendo n el coeficiente de rugosidad y r el radio hidráulico, de acuerdo con las fórmulas (1) y (2) del párrafo 2.1 que, para dos instantes sucesivos $J(t)$ y $J-1(t - \Delta t)$ podrá escribirse:

$$k (h_N^J - h_m^J) + (1-k) (h_N^{J-1} - h_m^{J-1}) - (1-2k) \frac{l}{a^2} ff |Q|^2 - 2k \frac{l ff}{a^2} |Q^{J-1}| Q^J \\ = \frac{l}{ga t} (Q^J - Q^{J-1})$$

de donde puede encontrarse que:

$$Q_{Nm}^J \frac{k}{\frac{l}{a} \left[\frac{1}{g t} + \frac{2k}{a} ff [Q^{J-1}] \right]} (h_N^J - h_m^J) + \frac{(1-k) (h_N^{J-1} - h_m^{J-1}) - (1-2k) \frac{l}{a^2} ff [Q^{J-1}]^2 + \frac{l}{ga t} Q^{J-1}}{\frac{l}{a} \left[\frac{1}{g \Delta t} + \frac{2k}{a} ff |Q^{J-1}| \right]} \dots (7)$$

que por comodidad se escribirá:

$$Q_{Nm}^J = \alpha_{Nm}^{J-1} h_N^J - \alpha_{Nm}^{J-1} h_m^J + \sigma_{Nm}^{J-1} \dots (7')$$

red red red red

Esta fórmula relaciona a las cargas en los extremos de la tubería Nm , con el gasto que circula por ella en el instante J , suponiendo que el flujo es de N a m y que las características en el instante $J-1$ son conocidas.

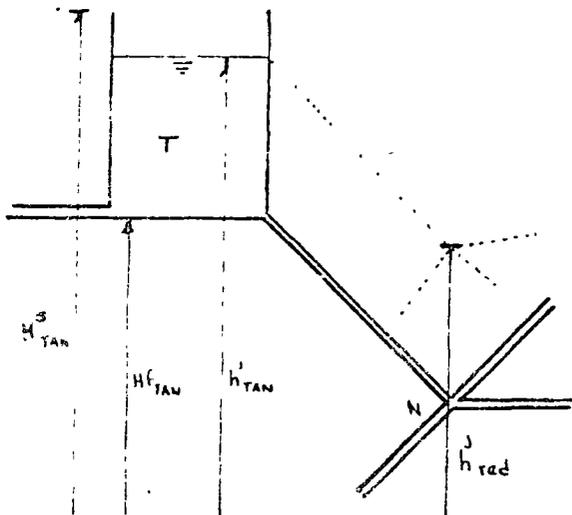


FIG. 3

Si ahora, con relación a la fig. 3 se hace un análisis para la tubería de alimentación que lleva el agua del tanque \bar{T} al nudo N, se tendría una ecuación del todo análoga a (7), salvo que si Δt es muy pequeño, durante el intervalo se puede considerar que es aproximadamente constante; en tal caso resulta

$$Q_{TAN}^J = \frac{-R}{l/a \left[\frac{1}{g\Delta t} + \frac{2R}{a} ff |Q_{TAN}^{J-1}| \right]} p_N^J + \frac{h_{TAN}^{J-1} - (1-R)h_N^{J-1} - (1-2R) \frac{l}{a} ff [Q_{TAN}^{J-1}]^2 + \frac{l}{ag\Delta t} Q_{TAN}^{J-1}}{l/a \left[\frac{1}{g\Delta t} + \frac{2R}{a} ff |Q_{TAN}^{J-1}| \right]} \quad (8)$$

que por comodidad podrá escribirse.

$$Q_{TAN}^J = \alpha_{TAN}^{J-1} h_N^J + \sigma_{TAN}^{J-1} \dots \quad (8')$$

Es interesante hacer notar que no puede permitirse que h_{TAN}^J sea menor que H_{TAN}^S o mayor que H_{TAN}^F ; tampoco es posible que $h_N^J > h_{TAN}^J$

En síntesis puede decirse que $Q_{TAN} = 0$ si $h_N^J > h_{TAN}^J$ o si $h_{TAN}^J \geq h_{TAN}^F$ todo ello con $h_{TAN}^J \leq H_{TAN}^S$.

Supóngase ahora que, según se muestra en la fig. 4, se conoce la curva de operación de una bomba.

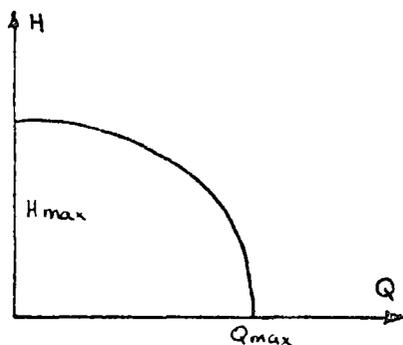


FIG. 4

En tal caso la ecuación característica de la máquina se puede ajustar con un polinomio de tercer grado, esto es:

$$Q_B = A_0 + A_1 h + A_2 h^2 + A_3 h^3$$

de esta manera, usando nuevamente las fórmulas (1) y (2) del párrafo 2.1, se tendrá:

$$Q_B^J = A_0 + A_1 h^{J-1} + A_2 [h^{J-1}]^2 + A_3 [h^{J-1}]^3 + \left\{ A_1 + 2A_2 h^{J-1} + 3A_3 [h^{J-1}]^2 \right\} (h^J - h^{J-1}) \dots (9)$$

Que por comodidad podrá escribirse como:

$$Q_B^J = \alpha_{BOM}^{J-1} h_N^J + \tau_{BOM}^{J-1} \dots \dots \dots (9)$$

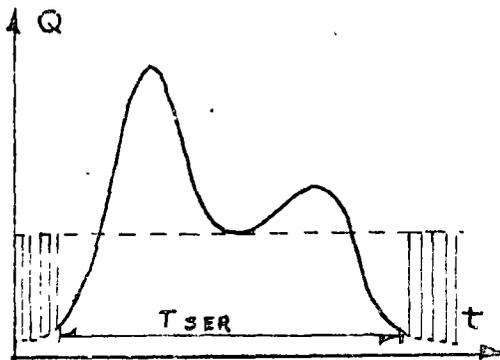


FIG. 5

Supóngase que la fig. 5 representa la demanda por habitante a lo largo de un día medio y que \bar{Q} es el gasto medio diario. Si el número de habitantes que viven en la zona servida por el nudo N es ν , en cada instante la demanda que debería programarse para e-

se nudo sería $q_{N_{REQ}}^J = \nu Q^J$; por otra parte, a fin de prevenir escasez de agua, la zona servida estará dotada de tinacos, cuya capacidad conjunta sería un cierto porcentaje del volumen medio servido por día, esto es $V_{MAX} = \rho \bar{Q} T_{SER}$. Además estos tinacos deberían llenarse durante la noche, esto es en un tiempo $t_{LL} = 24 - T_{SER}$. Por otro lado, durante la noche se alcanzará una carga máxima en en nudo, de acuerdo con el nivel topográfico del mismo, respecto a los tanques que suministren el gasto nocturno h_{MAX} ; también será cierto que, de acuerdo con la altura del tinaco sobre el piso, habrá una cierta carga mínima h_e , por debajo de la cual no asciende el agua hasta el depósito. En estas condiciones podrá decirse que:

$$c = \frac{\bar{Q}}{\sqrt{h^m - h_e}} \frac{T_{SER}}{T_{LL}} \dots \dots \dots (10)$$

esta ecuación que permite tener una idea de los gastos que fluyen hacia los depósitos, permite calibrar los modelos dinámicos con relativa facilidad; por lo demás, conocida C, el gasto que en el instante J puede ascender hacia el tinaco resulta

$$q_{TIN}^J = c \sqrt{h_j - h_e} \dots \dots (10')$$

Ahora bien, este gasto no será necesariamente el demandado por la red en el instante J, pues la demanda dependerá de la curva mostrada en la fig. 5 además de que, para satisfacer q_N^J podría recurrirse al almacenamiento que hubiera en el tinaco si $q_{TIN}^J < q_N^J$, o. en el caso de que $q_N^J < q_{TIN}^J$, podría tratarse de llenar el tinaco. Las diversas combinaciones que pueden lograrse serán discutidas posteriormente; lo importante es considerar que el gasto demandado por la red en un instante dado, no es necesariamente q_{TIN}^J ó q_N^J , precisamente porque el tinaco tendrá un efecto amortiguador de la demanda.

Con ello quiere decirse que uno de los pasos más importantes en el cálculo dinámico de la red es la determinación de los gastos de demanda q_N^J

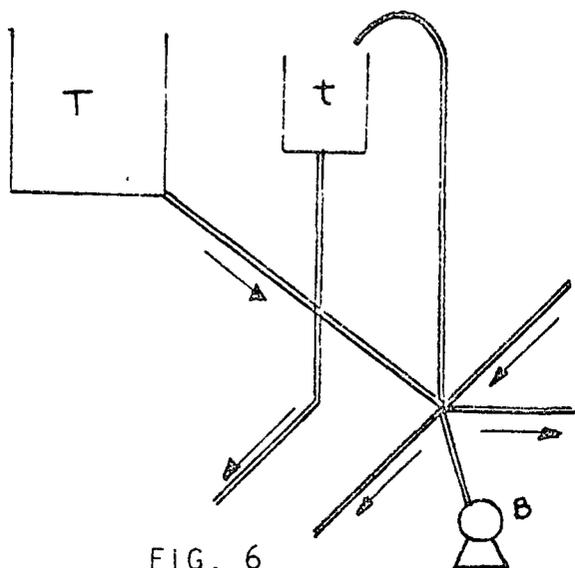


FIG. 6

Imagínese ahora, como lo indica la Fig. 6 que existe un nudo a donde "llegan" o "salen" determinados tubos de la red; además ese nudo recibe suministro de un tanque T y de una bomba B y entrega el agua a un tinaco t. De acuerdo con todas las condiciones anteriores resultará que la ecuación de continuidad en el nudo establecerá en el instante-

J que:

$$Q_T^J + Q_B^J = \sum_{m=1}^K Q_{NM}^J + q_N^J \dots \dots \dots (11)$$

De esta manera, al sustituir en (11) las ecuaciones (7'), (8') - (9') resultará

$$(12) \dots \left\{ - \sum_{m=1}^K \alpha_{NM}^{J-1} + \alpha_{TAN}^{J-1} + \alpha_{BOM}^{J-1} \right\} h_N^J = - \sum_{m=1}^K \alpha_{NM}^{J-1} h_m^J + q_N^J + \tau_{RED}^{J-1} - \tau_{TAN}^{J-1} - G_{BOM}^{J-1}$$

Ecuaciones similares pueden plantearse en los nudos siguientes con lo cual se establecerá un sistema de tantas ecuaciones e incógnitas como nudos tenga la red; al resolver el sistema se conocerá h_N , el cual permitirá conocer los nuevos valores de α^J y β^J , así como de q_{DEM}^{J+1} , para con ellos calcular h_N^{J+1} , y así sucesivamente. De esta manera el programa, cuyo diagrama de bloques se presenta a continuación, permitirá conocer las cargas en los nudos $h_N(J)$, en los tanques, $h_{TAN}(J)$, y las probabilidades de satisfacer la demanda, $SER(J)$, en cada instante, de acuerdo con una política de operación definida $SIG\ TAN(J)$ y $SIG\ BOM(J)$, en una red de características conocidas.

Conviene aclarar que $SIG\ TAN$ y $SIG\ BOM$ se pueden hacer positivas para aquellas J en que se desea que unas y otras entren en servicio y negativas en caso contrario; por lo demás, en el programa puede añadirse sin dificultad el cálculo de los gastos aportados por tanques bombas o tuberías, los almacenamientos en tanques y tinacos o cualquier otro lado que tuviera interés.

Se han puesto en el apéndice los diagramas de bloque de las subrutinas TINACO, TANQUE, BOMBA y RED que aparecen en el diagrama del programa conjunto.

Las subrutinas para integrar el sistema con sus coeficientes y términos independientes se puede ver en el los comentarios al programa final; lo mismo sucede con la subrutina para resolver el sistema.

3.4 Programa

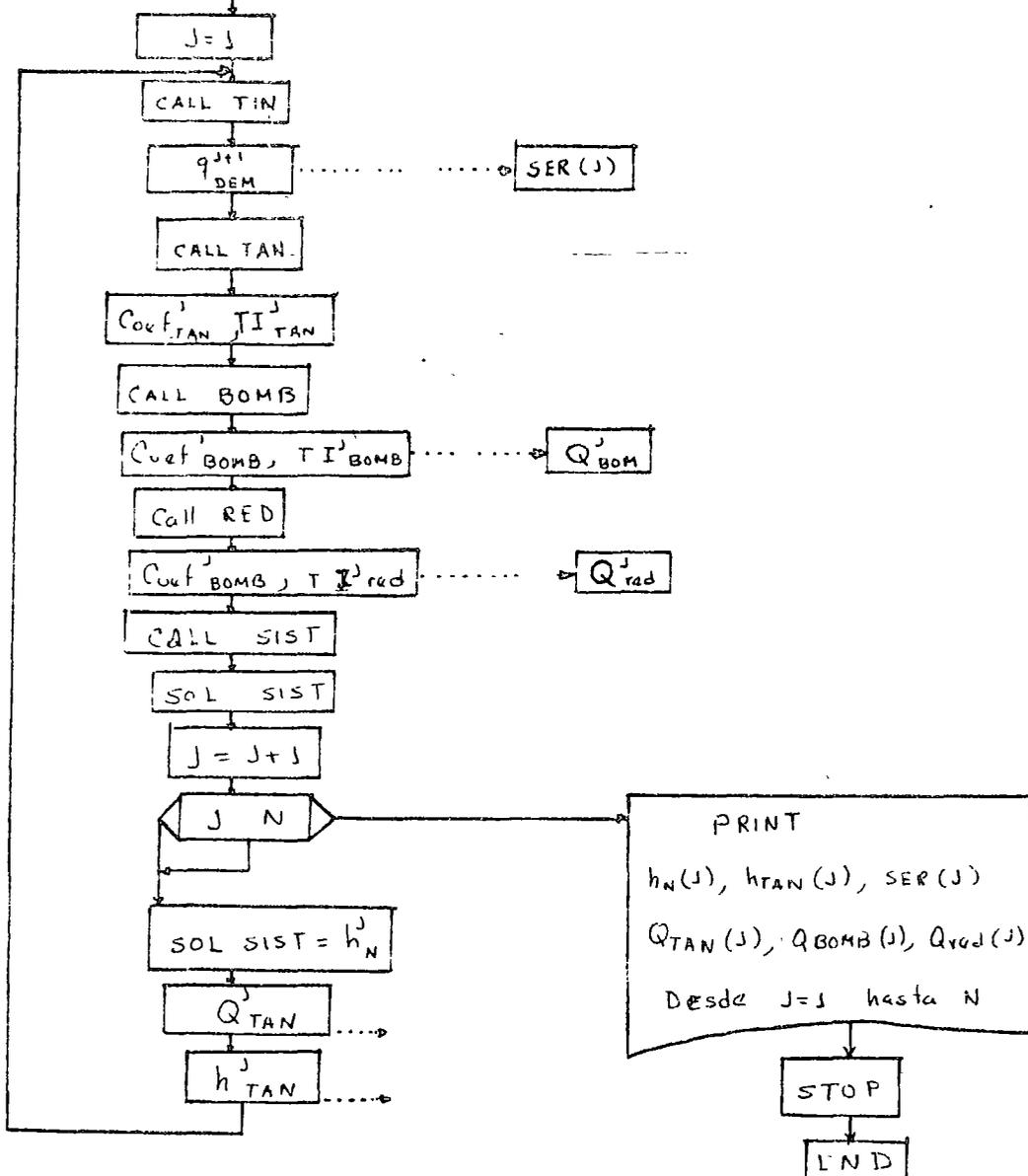
DATOS

SIG TAN Caract. tanque
 SIG BOM Caract bom
 Q PROG Caract tin.
 Geom red

DATOS

$h_{red}^i, h_{TAN}^i, Q_{TAN}^i, V_{TIN}^i$

q_{DEM}^j



3.5 Conclusión Final.

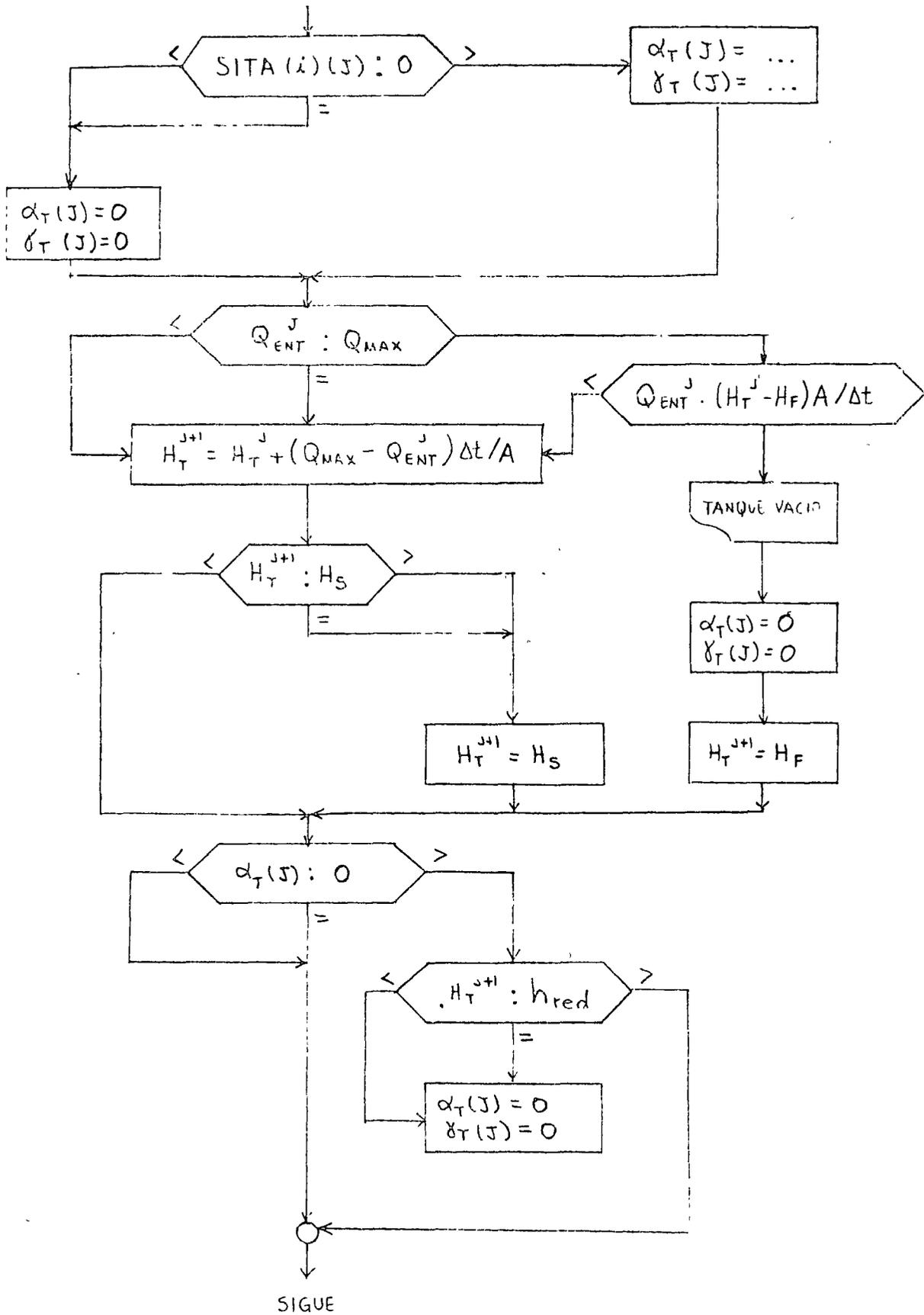
El advenimiento de las grandes computadoras ha hecho accesible al ingeniero de tipo medio el cálculo de redes de distribución con procedimientos más fieles, como el que acaba de ser descrito. Debe entenderse que el ingeniero que va a usar esta herramienta no debe fabricarla antes de cada aplicación; simplemente debe saber que existe y puede usarla si, en su opinión, el empleo de la misma le permitirá resolver mejor su problema.

Por lo demás, recordando las palabras de J. Rey Pastor, podría decirse ahora que, en casos de verdadera obstinación a resistir el progreso, lo procedente es aconsejar el desistimiento.

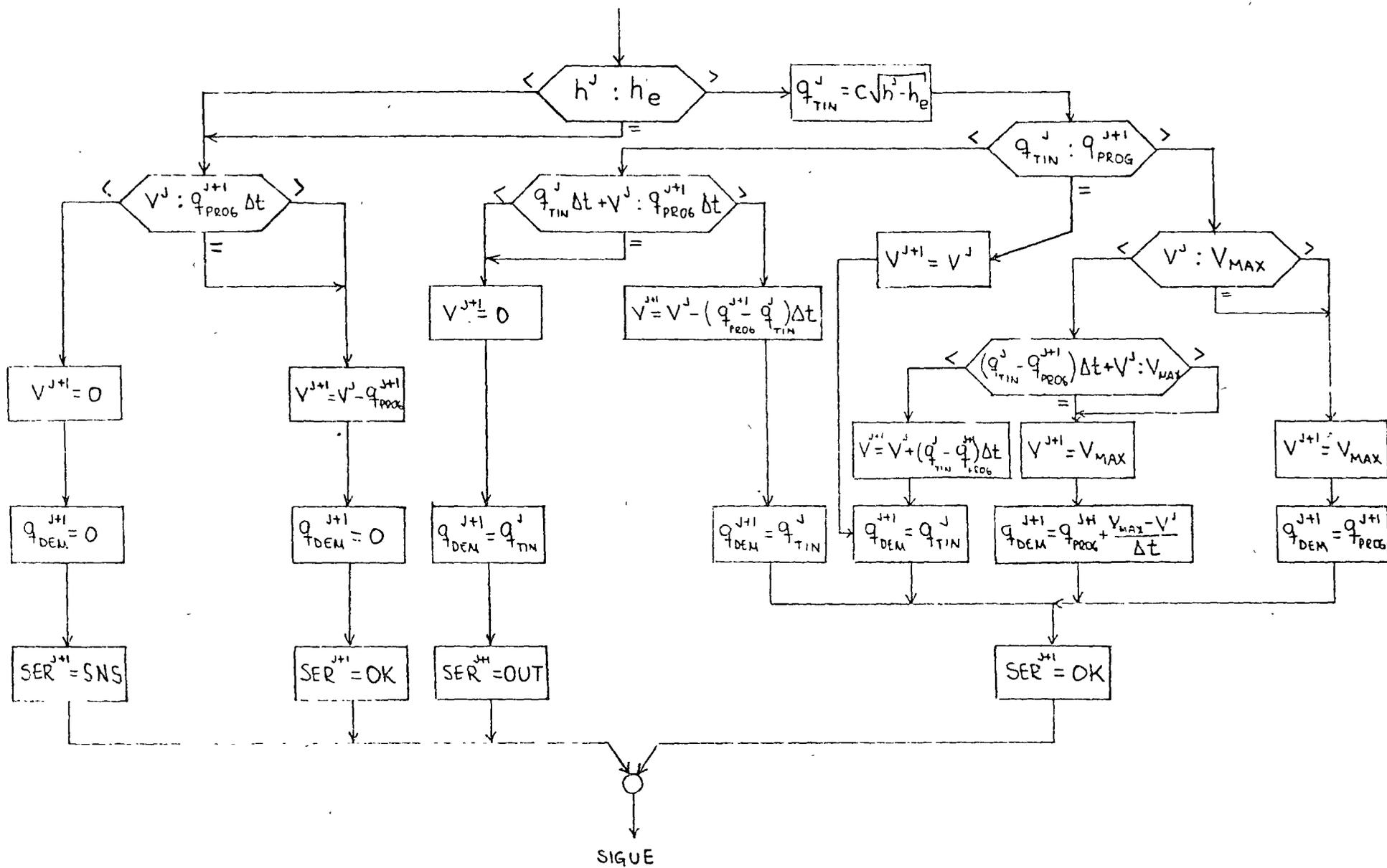
Ciudad Universitaria

Septiembre de 1977.

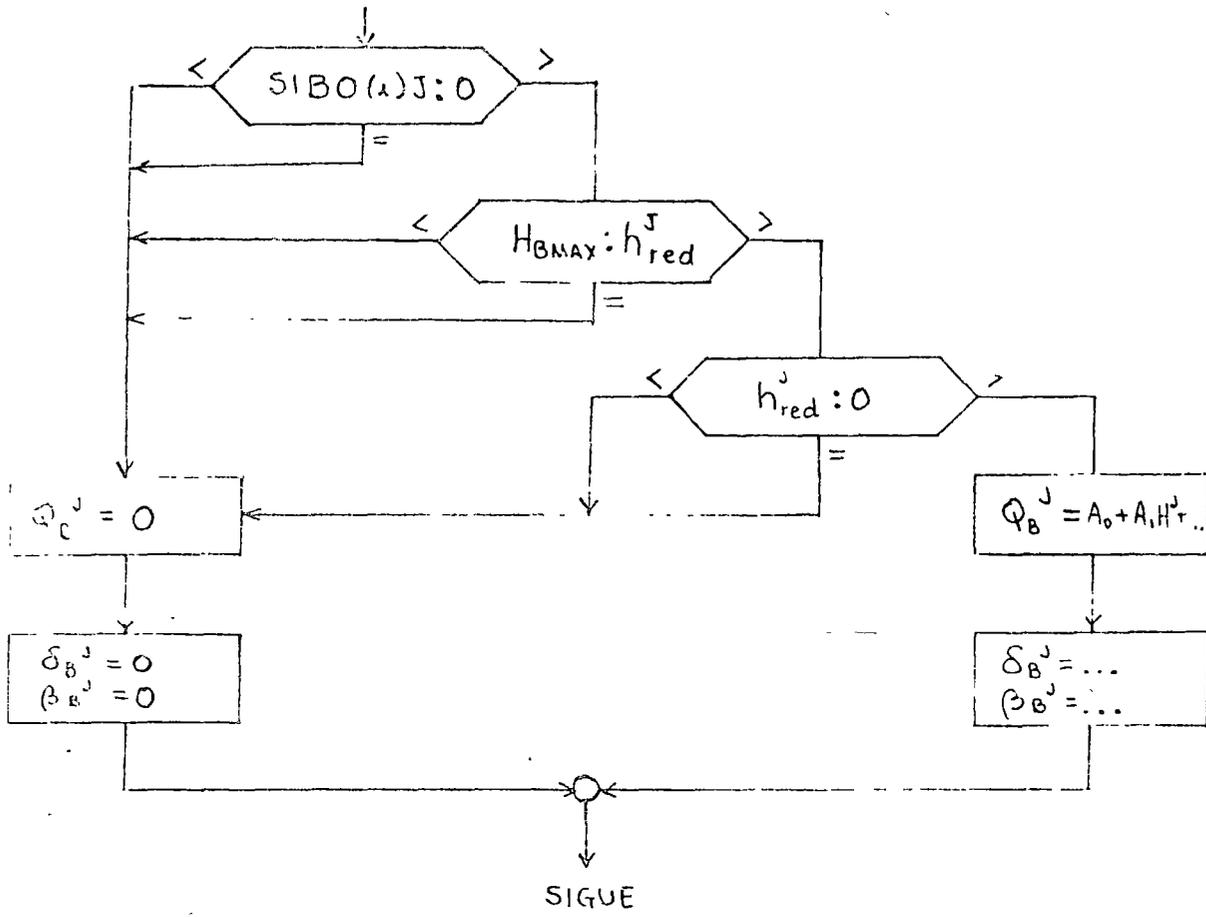
SUBROUTINA TAIQUE



SUBROUTINA TINACO

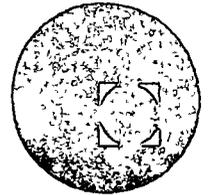


SUBROUTINA BOMBA:





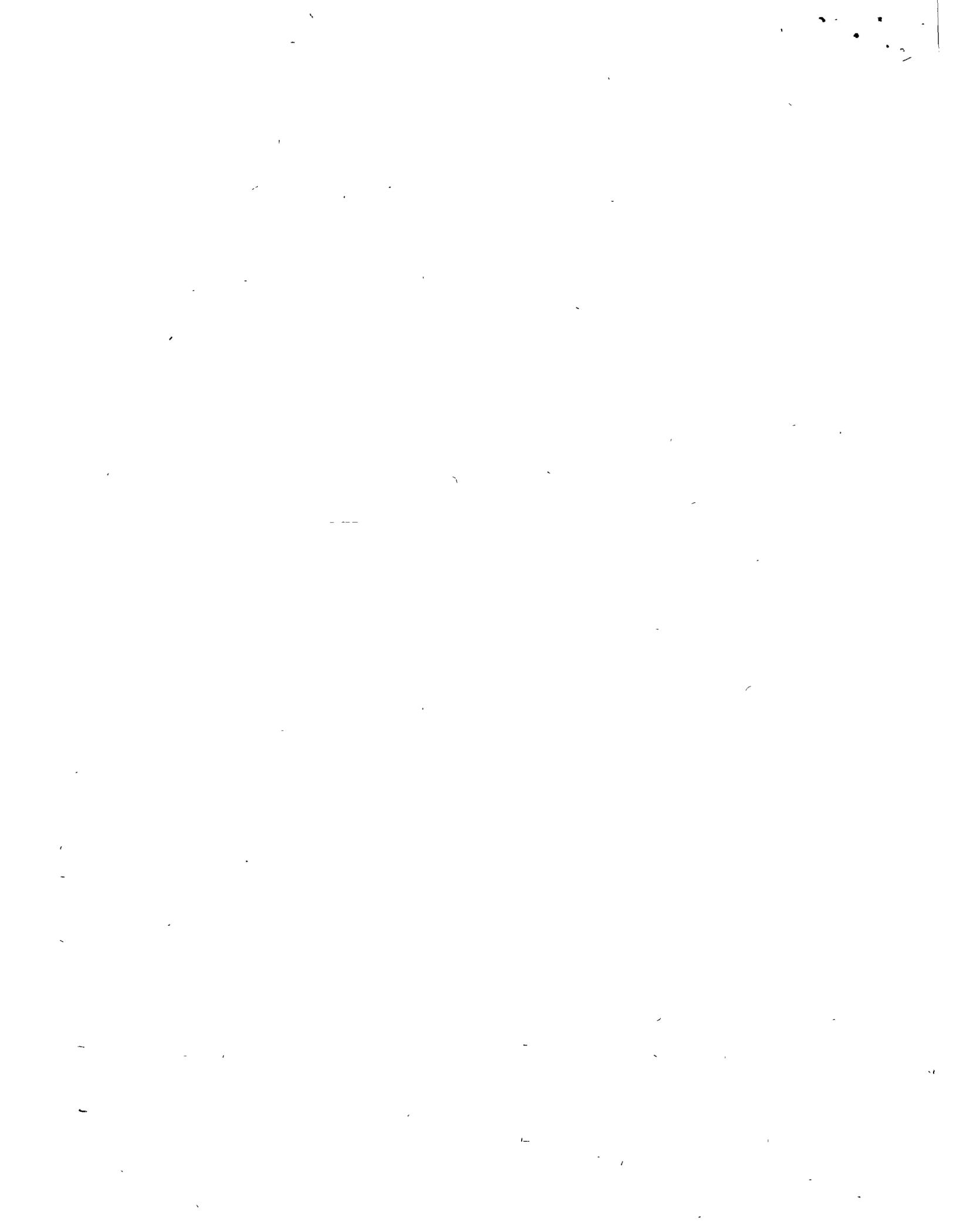
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



PROYECTO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

HIDROLOGIA SUBTERRANEA

ING. RUBEN CHAVEZ
SEPTIEMBRE, 1977



HIDRAULICA DE POZOS

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

I.- PROBLEMAS COMUNES.

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

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

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

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

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

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

c).- Diseño de campos de pozos.

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

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

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

e).- Drenaje vertical.

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

f).- Recarga artificial.

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

II.- PRUEBAS DE BOMBEO.

2.1.- GENERALIDADES.

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

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

2.2.- OBJETIVOS DE LA PRUEBA.

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

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

2.3.- SELECCION DEL SITIO DE PRUEBA.

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

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

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

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

2.4.- POZOS DE OBSERVACION.

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

Ubicación de los Pozos de Observación.

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

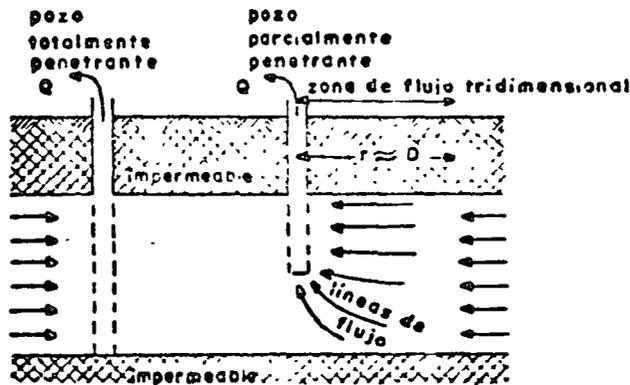
En acuíferos confinados la propagación de los efectos del bombeo es muy rápida y, por tanto, los abatimientos pueden ser medibles a distancias hasta de varios cientos de metros, incluso para tiempos cortos de bombeo. Por esta razón, en este tipo de acuíferos los pozos de observación pueden situarse bastante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

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

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

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

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



Profundidad de los Pozos de Observación.-

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

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

xi6n entre ellos ~~Asi mismo,~~ cuando se trata de acuíferos se miconfinados, es conveniente instalar también pozos de observaci6n en el estrato semiconfinante, con el objeto de registrar los abatimientos provocados en él, lo que permite un conocimiento más preciso de su permeabilidad vertical.

Limitaciones.-

Obviamente, el empleo de pozos de observaci6n enfrenta una gran dificultad: su construcci6n en la mayoría de los casos no es viable por limitaciones económicas. Por otra parte, aun cuando dichas limitaciones no sean muy serias, es frecuente que no se aprecie lo suficiente la utilidad de una prueba confiable, y que la construcci6n de los pozos "testigo" se considere un gasto inútil.

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

Cuando no se dispone de medios económicos para construirlos, pero se tiene cierta libertad para elegir el emplazamiento del pozo de bombeo, éste puede ubicarse en las proximidades de pozos existentes para utilizarlos en la prueba, siempre y cuando las características de ellos sean adecuadas para tal fin. Lo más común, sin embargo, es que no se disponga de pozos de observaci6n, y que la prueba se limite a observar los abatimientos en el pozo de bombeo. Debido a que en su interior y en su vecindad inmediata se presentan efectos locales complejos, difíciles de tomar en cuenta en las soluciones teóricas (concentraciones de flujo; influencia del filtro de grava; pérdidas por entrada, fluctuaciones, cambios de direcci6n; turbulencias . . .), la interpretaci6n de las pruebas en este caso es aún muy dudosa y, por lo mismo, los resultados de ella deben tomarse con ciertas reservas.

2.5.- DURACION DE LA PRUEBA.

La duraci6n recomendable de una prueba de bombeo depende de las características del sistema acuífero estudiado y de la precisi6n con que se desea conocer sus características hidráulicas; desde luego, en la práctica está sujeta a la

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

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

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

2.6.- EJECUCION DE LA PRUEBA.

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

Seguidamente, se llevarán a cabo las actividades siguientes:

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

TIEMPO DE BOMBEO, EN MINUTOS

PROFUNDIDAD AL NIVEL DINAMICO, EN METROS

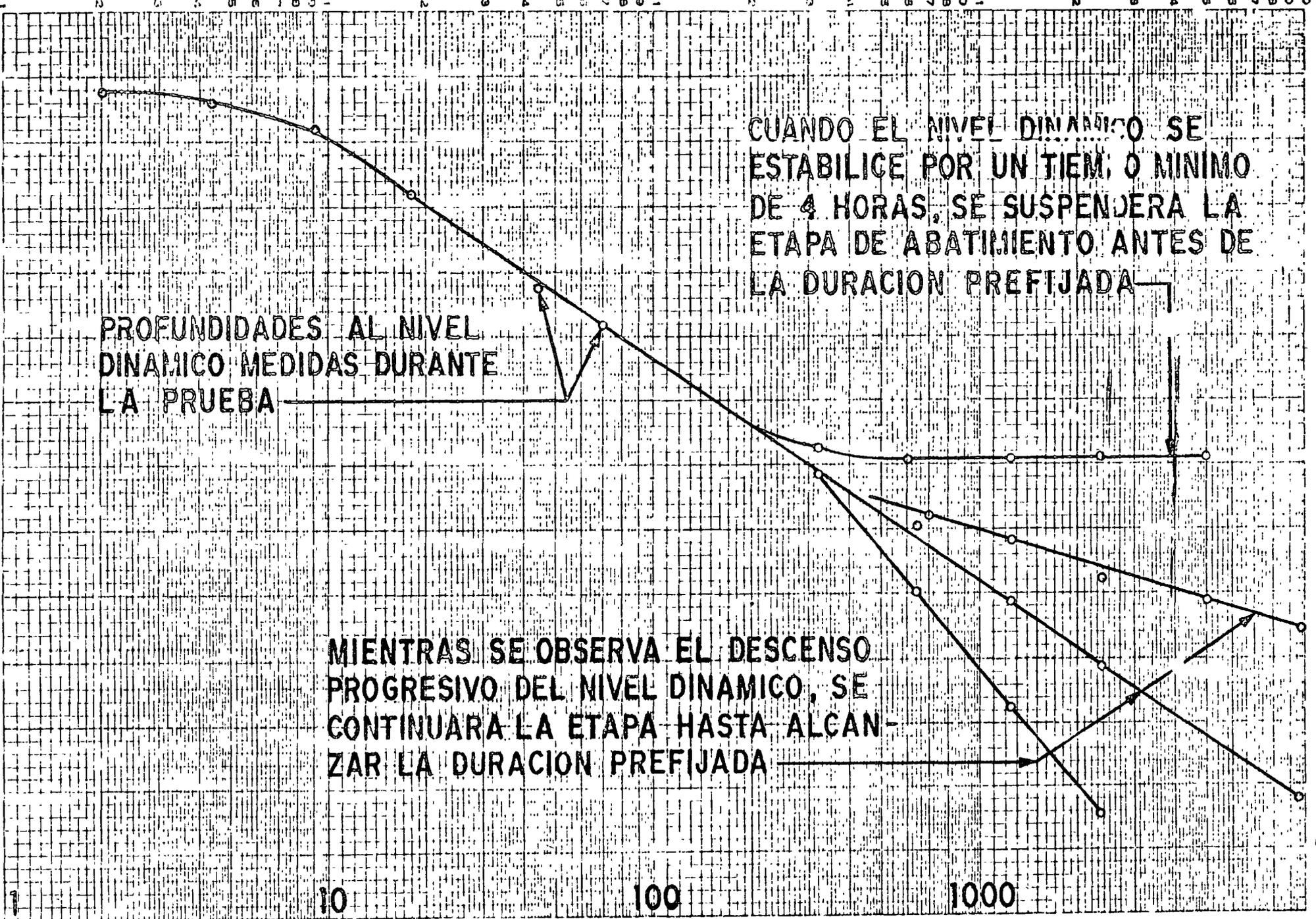


FIG. Nº 2

a-c

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

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

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

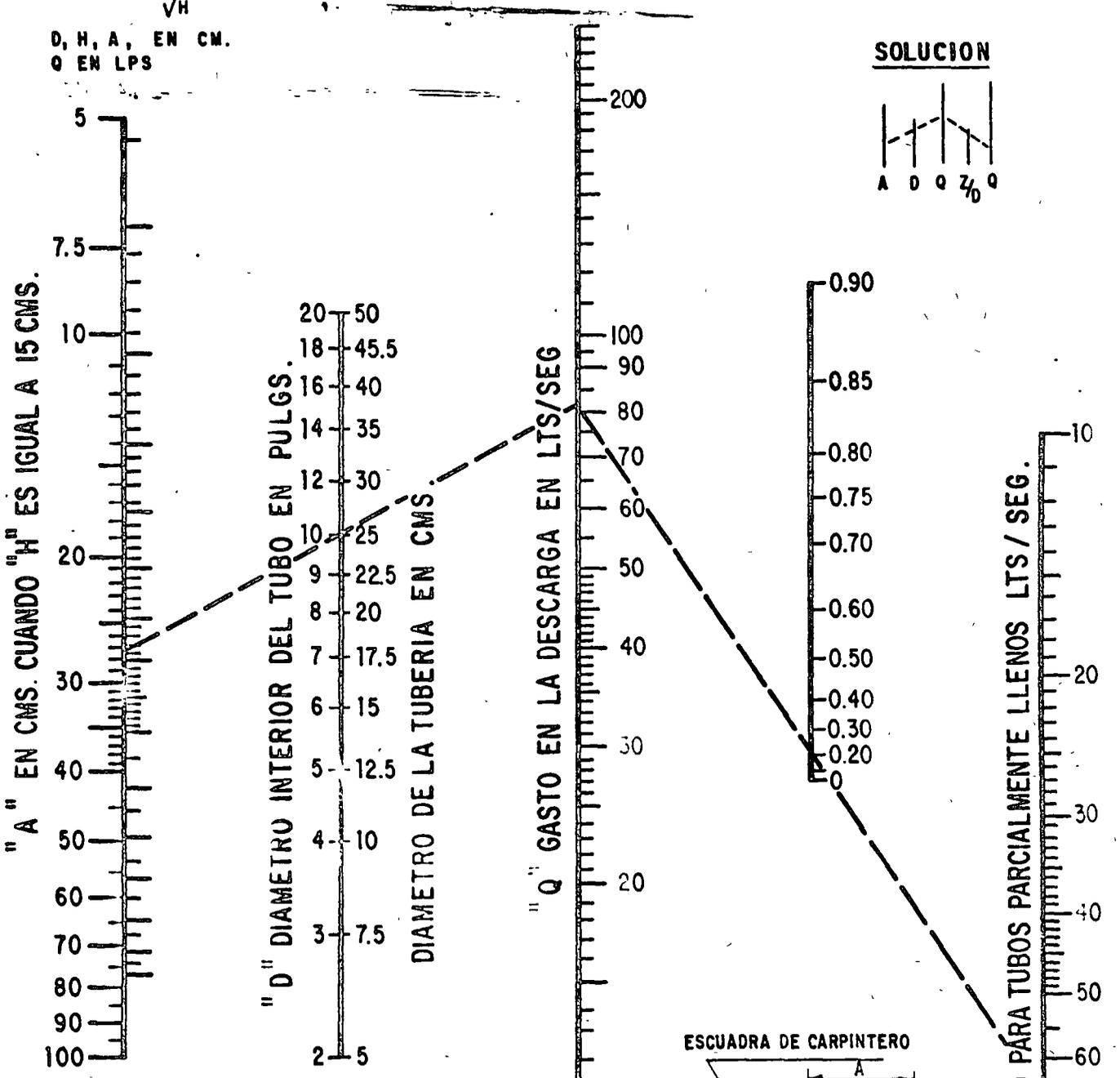
d).- Con las observaciones realizadas, se - - construirá, en el sitio de prueba, la gráfica de variación del nivel dinámico en el tiempo, para el pozo de bombeo y - para cada uno de los pozos de observación. En la grafica-- ción podrá utilizarse papel con trazado aritmético o semilo garítmico (los tiempos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

NOMOGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO A TRAVES DE UN TUBO

FORMULA RESUELTA

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

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



SOLUCION



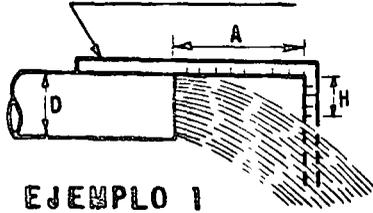
"A" EN CMS. CUANDO "H" ES IGUAL A 15 CMS.

"D" DIAMETRO INTERIOR DEL TUBO EN PULGS.
DIAMETRO DE LA TUBERIA EN CMS.

"Q" GASTO EN LA DESCARGA EN LTS/SEG

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

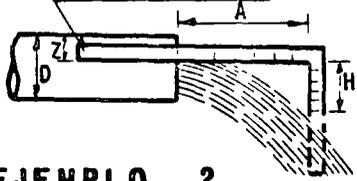
ESCUADRA DE CARPINTERO O REGLA PLEGADIZA



EJEMPLO 1
TUBO LLENO

-) EL DIAMETRO DEL TUBO 25 (10")
-) "A" = 27.5 cm.
-) "H" = 15 cm.
-) "Q" = 81 LTS./SEG.

ESCUADRA DE CARPINTERO



EJEMPLO 2

TUBO PARCIALMENTE LLENO

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

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

Q = 68 LTS / SEG

VALORES DEL COEFICIENTE

D

DESCARGA K' EN TUBERIAS

DIAMETRO DE ORIFICIO (")	DIAMETRO DE DESCARGA EN PULGADAS							
	3	4	5	6	7	8	10	12
2	0.639	0.453	0.552	0.553				
2 1/4	0.892	0.950	0.716	0.706	0.697			
2 1/2	1.243	0.973	0.901	0.881	0.870	0.859		
2 3/4		1.256	1.117	1.074	1.057	1.048		
3		1.862	1.365	1.298	1.276	1.253	1.231	
3 1/4		2.406	1.666	1.553	1.503	1.482	1.461	
3 1/2			2.014	1.845	1.767	1.735	1.706	
3 3/4			2.306	2.165	2.061	2.005	1.963	1.939
4			3.097	2.546	2.357	2.303	2.248	2.220
4 1/4				2.979	2.759	2.648	2.553	2.513
4 1/2				3.575	3.172	3.021	2.890	2.830
4 3/4				4.206	3.615	3.420	3.240	3.162
5				4.973	4.177	3.957	3.606	3.531
5 1/4					4.862	4.350	4.024	3.904
5 1/2					5.259	4.839	4.476	4.310
5 3/4					6.572	5.546	4.954	4.719
6						6.356	5.479	5.192
6 1/4						7.280	6.019	5.597
6 1/2						8.299	6.650	6.213
6 3/4							7.303	6.794
7							8.042	7.396
7 1/4							8.833	8.008
7 1/2							9.931	8.666
7 3/4							11.047	9.405
8							12.334	10.185
8 1/4							13.533	10.996
8 1/2								11.930
8 3/4								13.015
9								14.301
9 1/4								15.523
9 1/2								17.454
9 3/4								18.667
10								19.893

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

Q en lps

h en cm.

FIGURA No. 4

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

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

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

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

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

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

2.7.- COMENTARIOS GENERALES.

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

III.- ANALISIS DE LAS PRUEBAS.

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

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

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

rados, introduciendo algunas hipótesis. Las más comunes son:

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

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

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

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

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

3.1.- MECANISMO DEL FLUJO HACIA UN POZO.

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

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

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

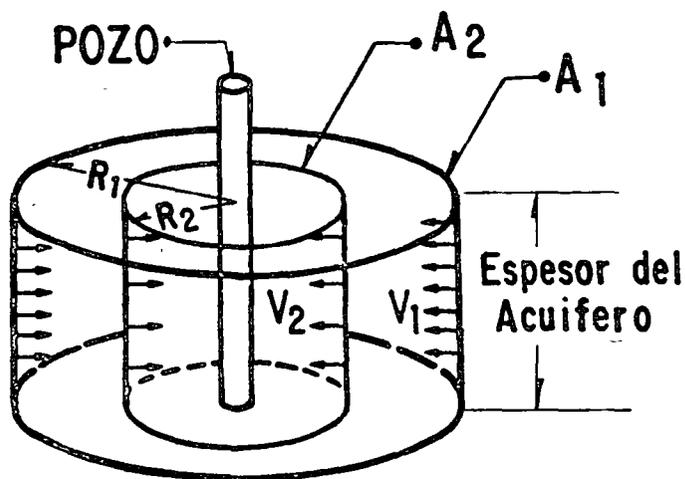
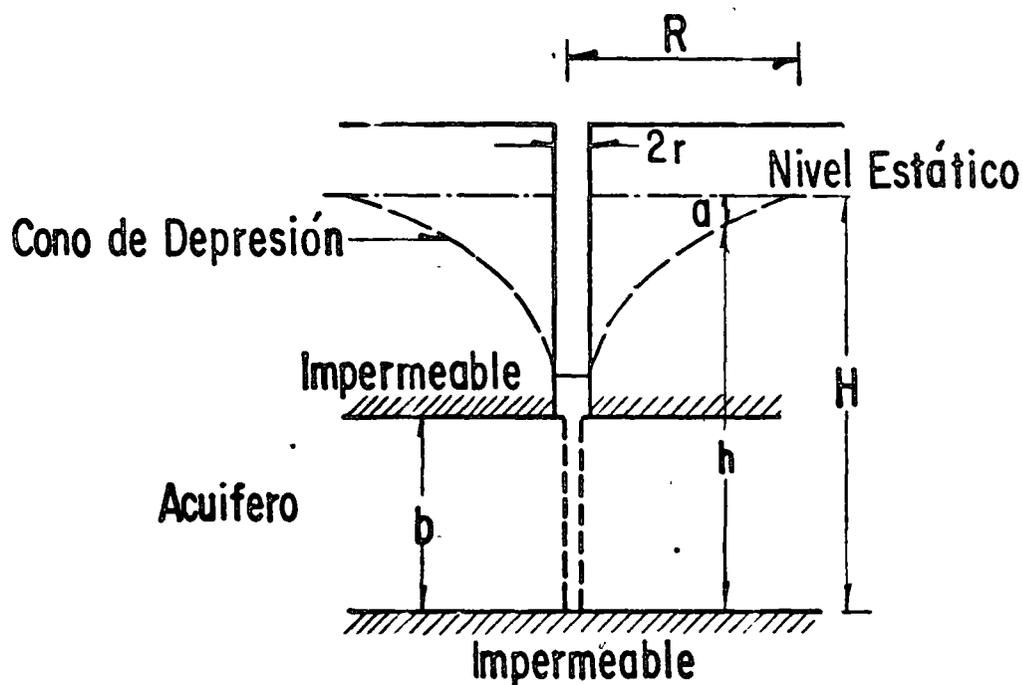
3.2.- POZOS EN ACUIFEROS CONFINADOS.

Pruebas en régimen de flujo establecido.-

Puede demostrarse que la solución de la ecuación diferencial

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

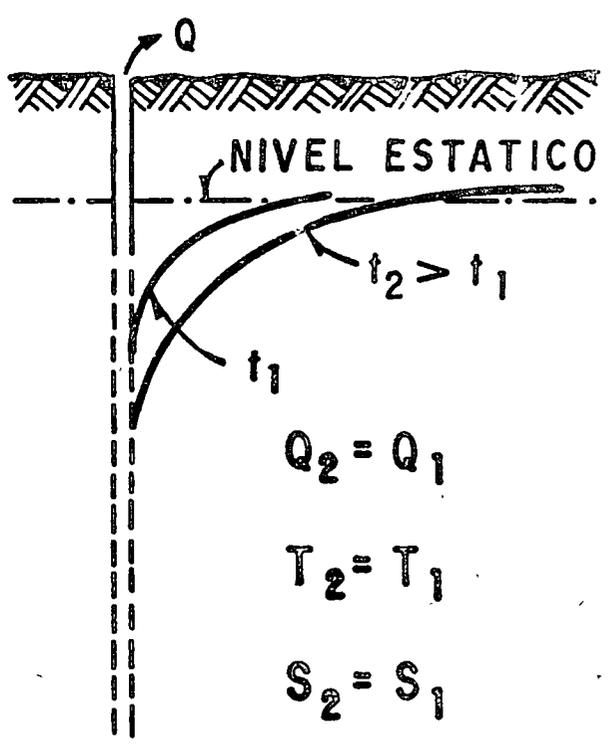
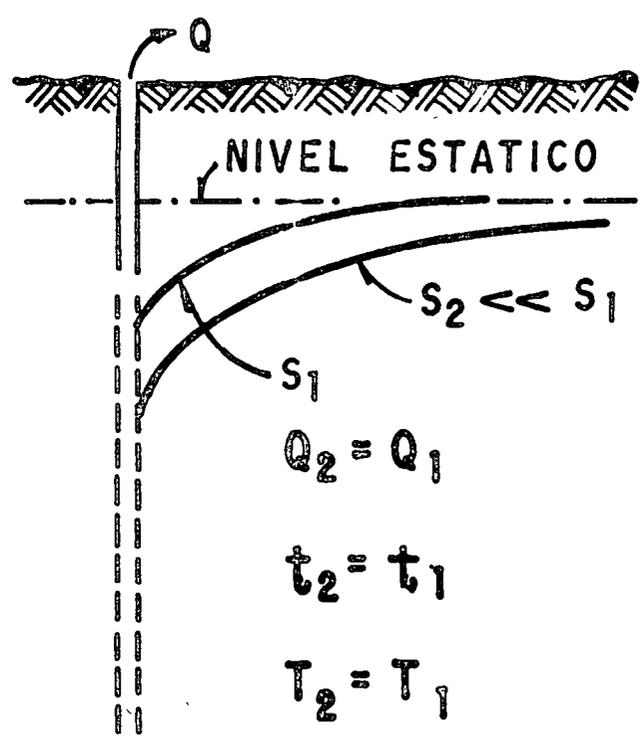
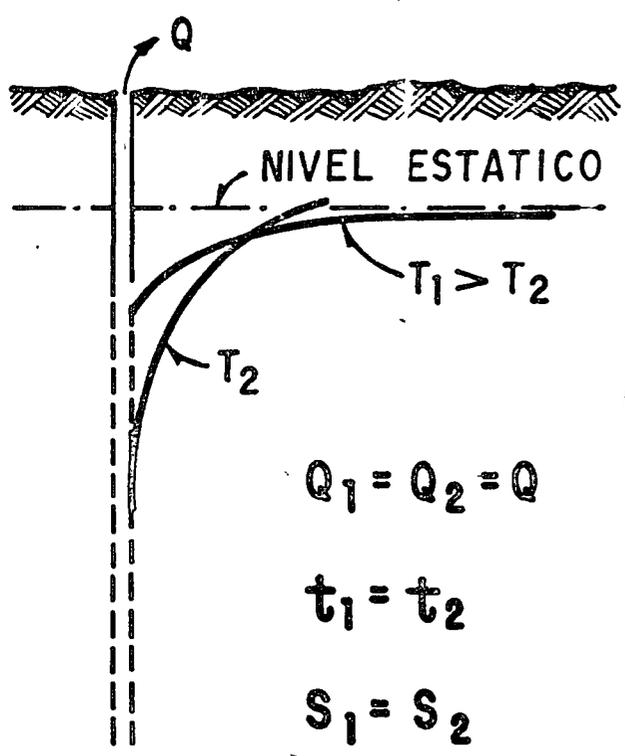
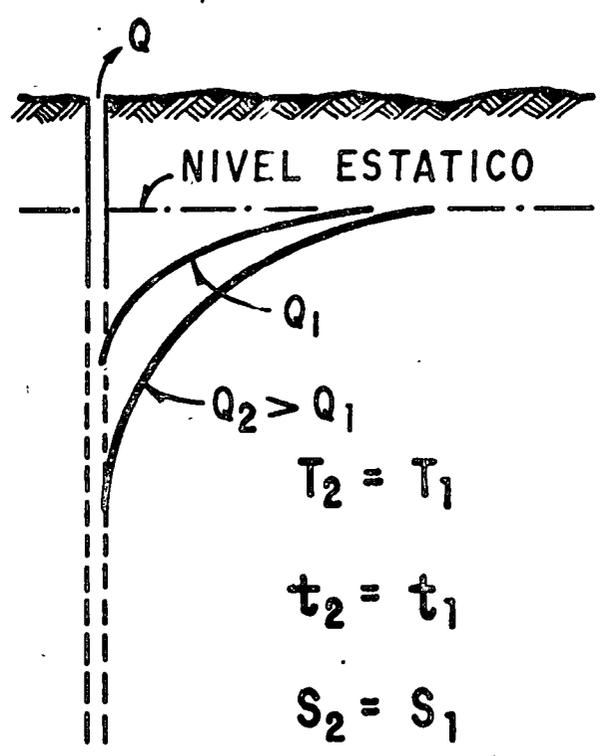
MECANISMO DEL FLUJO HACIA UN POZO



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

$$V_2 = 2V_1$$

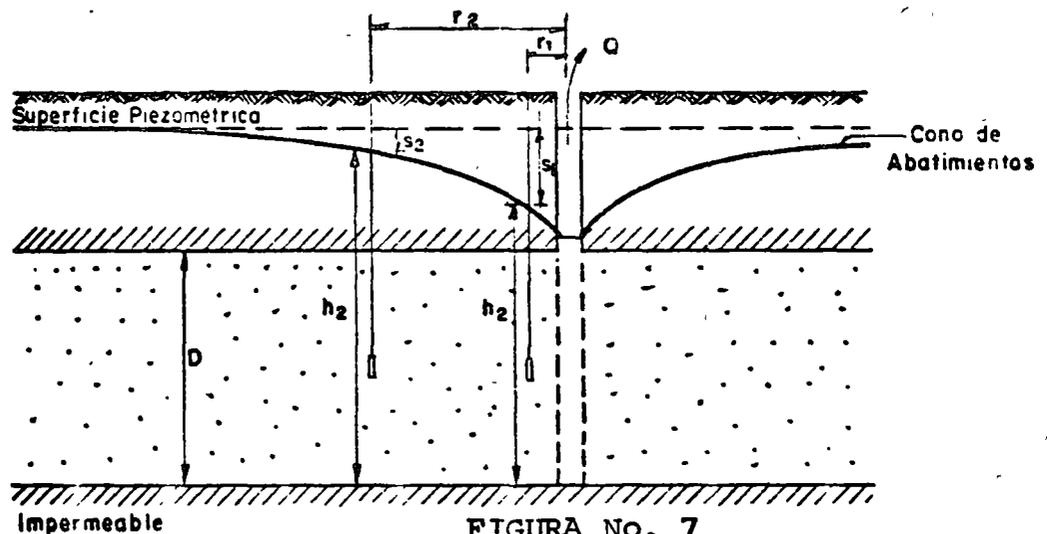
FIG. C.- INFLUENCIA DEL CAUDAL (Q) TIEMPO DE BOMBEO (t), TRANSMISIBILIDAD (T), Y ALMACENAMIENTO (S), EN LA FORMA Y DIMENSIONES DEL CONO DE DEPRESION



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

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

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



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

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

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

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

HIPOTESIS BASICAS DE LA ECUACION DE THIEM

- a). - ACUIFERO HOMOGENEO E ISOTROPO EN EL AREA AFECTADA POR EL BOMBEO.

- b). - EL ESPESOR DEL ACUIFERO ES CONSTANTE (ACUIFERO - CONFINADO) O EL ESPESOR SATURADO INICIAL ES CONS - TANTE ANTES DE INICIAR EL BOMBEO (ACUIFERO LIBRE).

- c). - EL POZO ES TOTALMENTE PENETRANTE .

- d). - LA SUPERFICIE PIEZOMETRICA O FREATICA ES HORIZON - TAL ANTES DE INICIARSE EL BOMBEO .

- e). - EL ABATIMIENTO EN LAS PROXIMIDADES DEL POZO NO VA - RIA EN EL TIEMPO .

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

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

Pruebas de bombeo en régimen transitorio.-

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

La solución desarrollada por Theis, es:

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

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

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

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

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

HIPOTESIS BASICAS DE LA ECUACION DE THEIS

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

curva de campo y curva tipo.

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

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

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

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

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

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

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

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

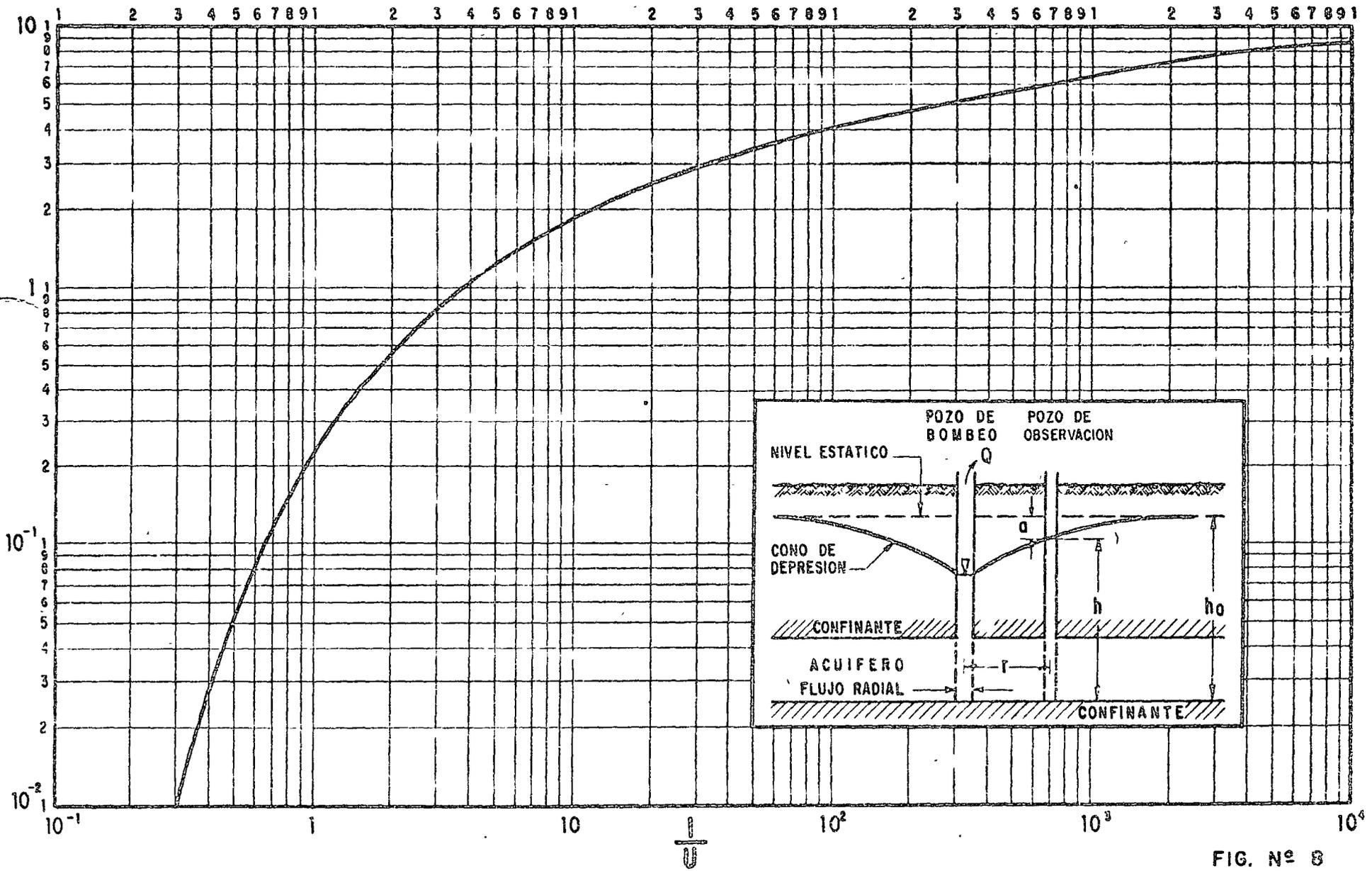


FIG. N° 8

118

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

INTERPRETACION DE UNA PRUEBA DE BOMBEO

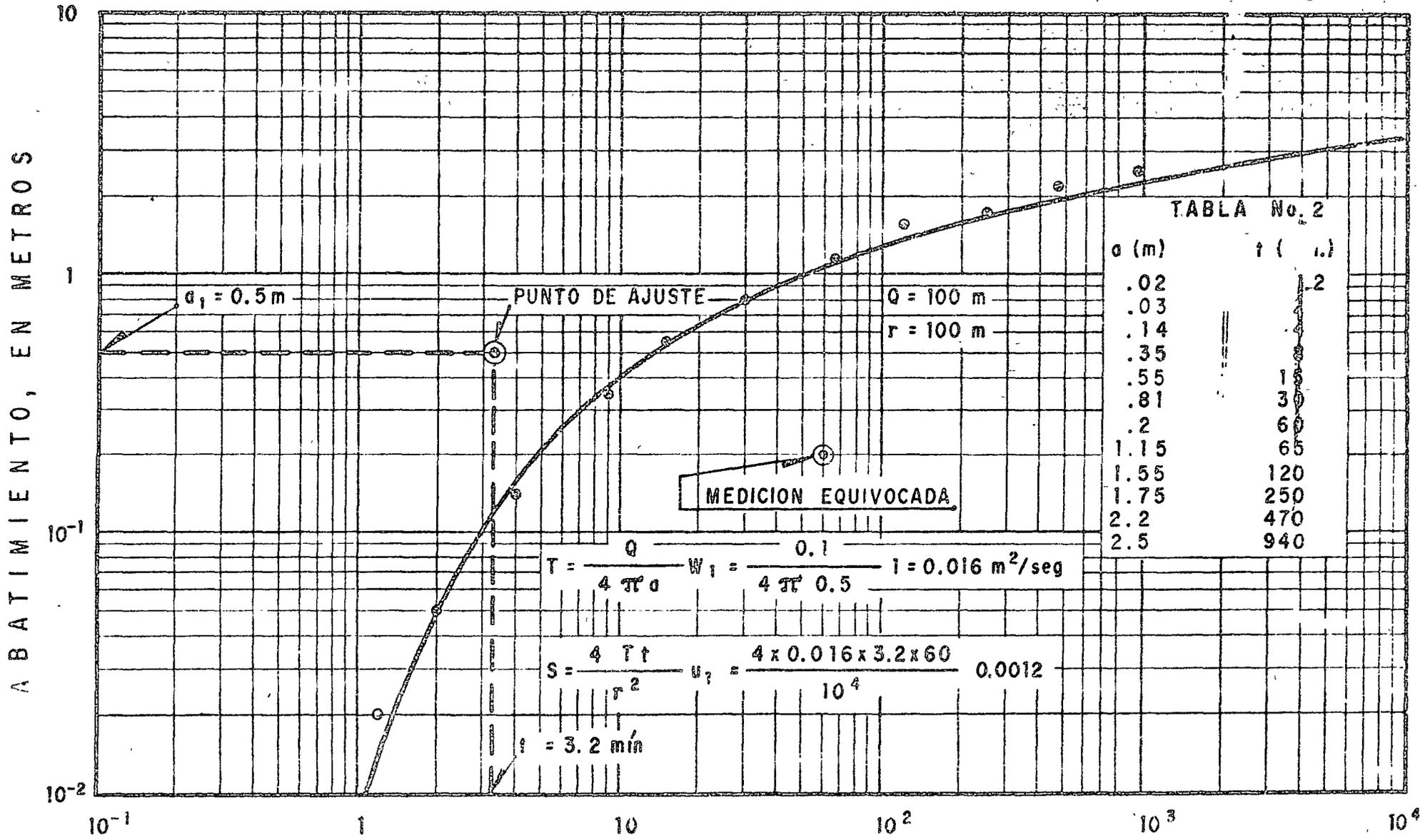


FIG. No 9

17-A.



GRAFICA DE LA FORMULA
SIMPLIFICADA DE JACOB

FIG. Nº 10

9-1-1

ABATIMIENTO, EN METROS

$t_0 = 7.4 \text{ min.}$

TIEMPO DE BOMBEO, EN MINUTOS

LECTURA EQUIVOCADA

$p = 1.2 \text{ m/ciclo}$

INTERPRETACION DE PRUEBA DE BOMBEO POR EL METODO DE JACOB.

$$T = \frac{0.183 Q}{p} = 0.015 \text{ m}^2/\text{s.}$$

$$S = \frac{2.25 T t_0}{r^2} = 0.0015$$

$$Q = 100 \text{ lps}$$

$$r = 100 \text{ m}$$

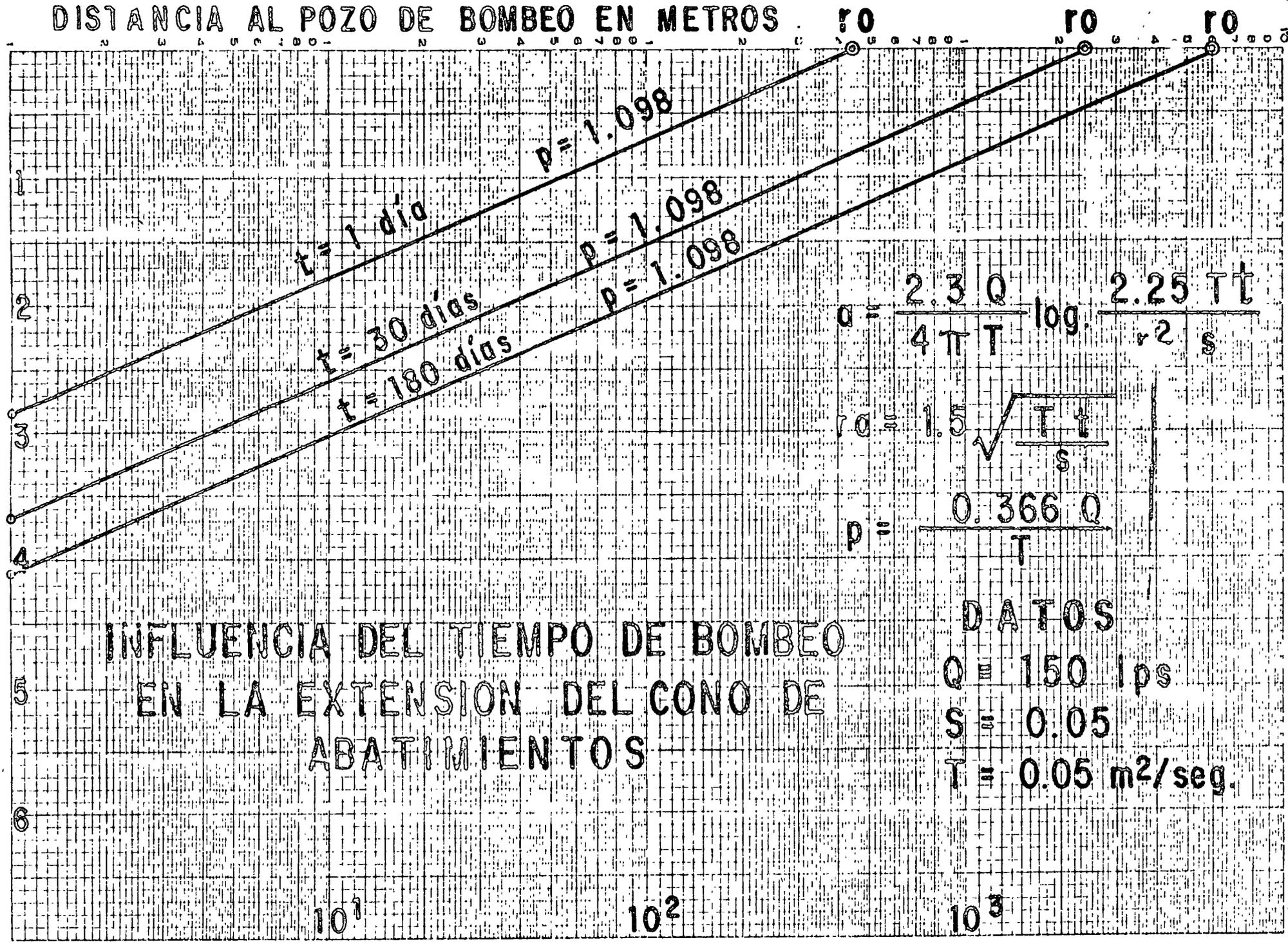
100 10¹ 10² 10³

FIG. N° 11

170

DISTANCIA AL POZO DE BOMBEO EN METROS

ABATIMIENTO EN METROS



$$a = \frac{2.3 Q}{4 \pi T} \log \frac{2.25 T t}{r^2 S}$$

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

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

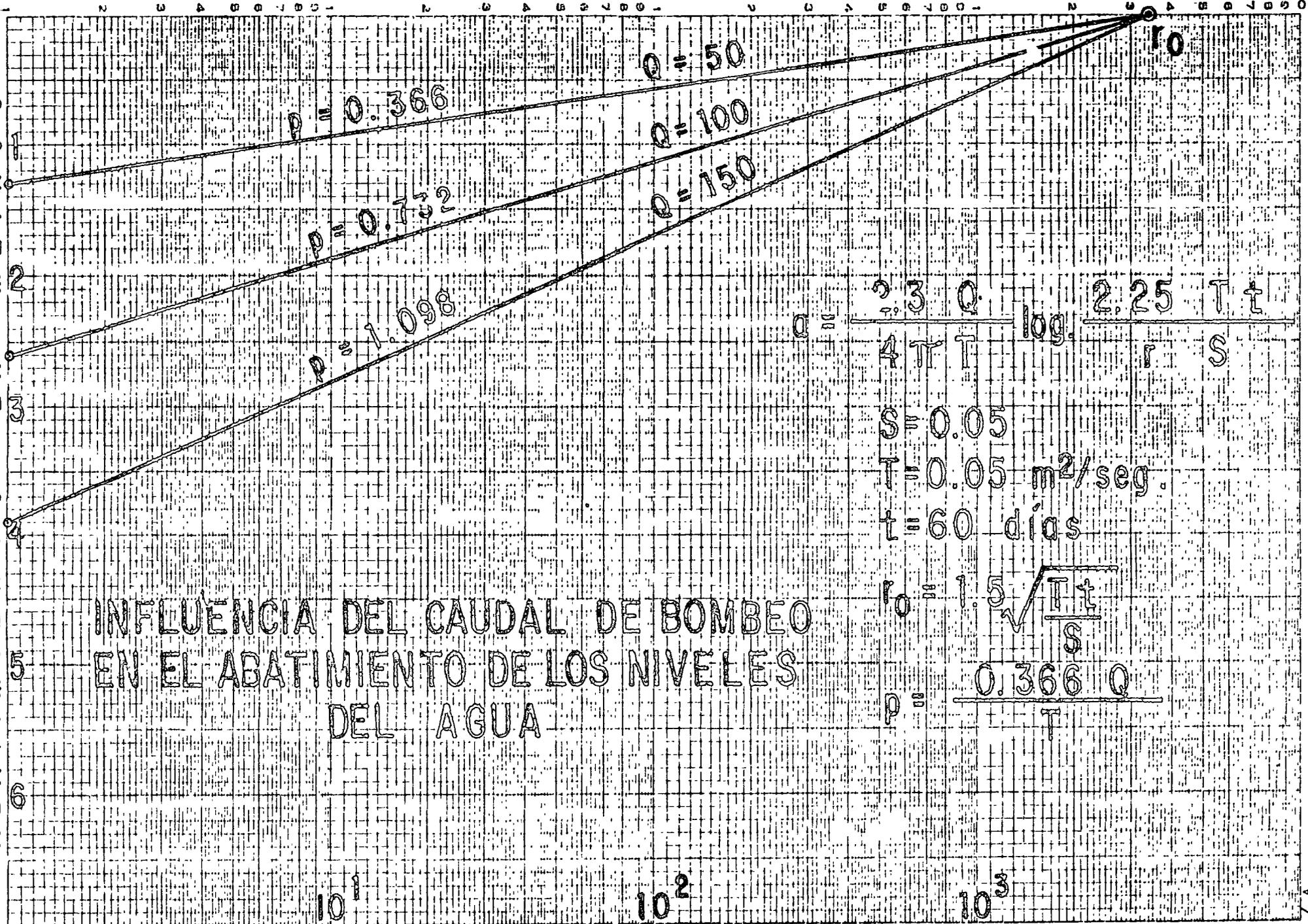
INFLUENCIA DEL TIEMPO DE BOMBEO
 EN LA EXTENSION DEL CONO DE
 ABATIMIENTOS

DATOS
 Q = 150 lps
 S = 0.05
 T = 0.05 m²/seg.

17-1

DISTANCIA AL POZO DE BOMBEO EN METROS

ABATIMIENTO EN METROS



INFLUENCIA DEL CAUDAL DE BOMBEO EN EL ABATIMIENTO DE LOS NIVELES DEL AGUA

FIG. Nº 13

TIEMPO DE BOMBEO, EN MINUTOS

ABATIMIENTO, EN METROS

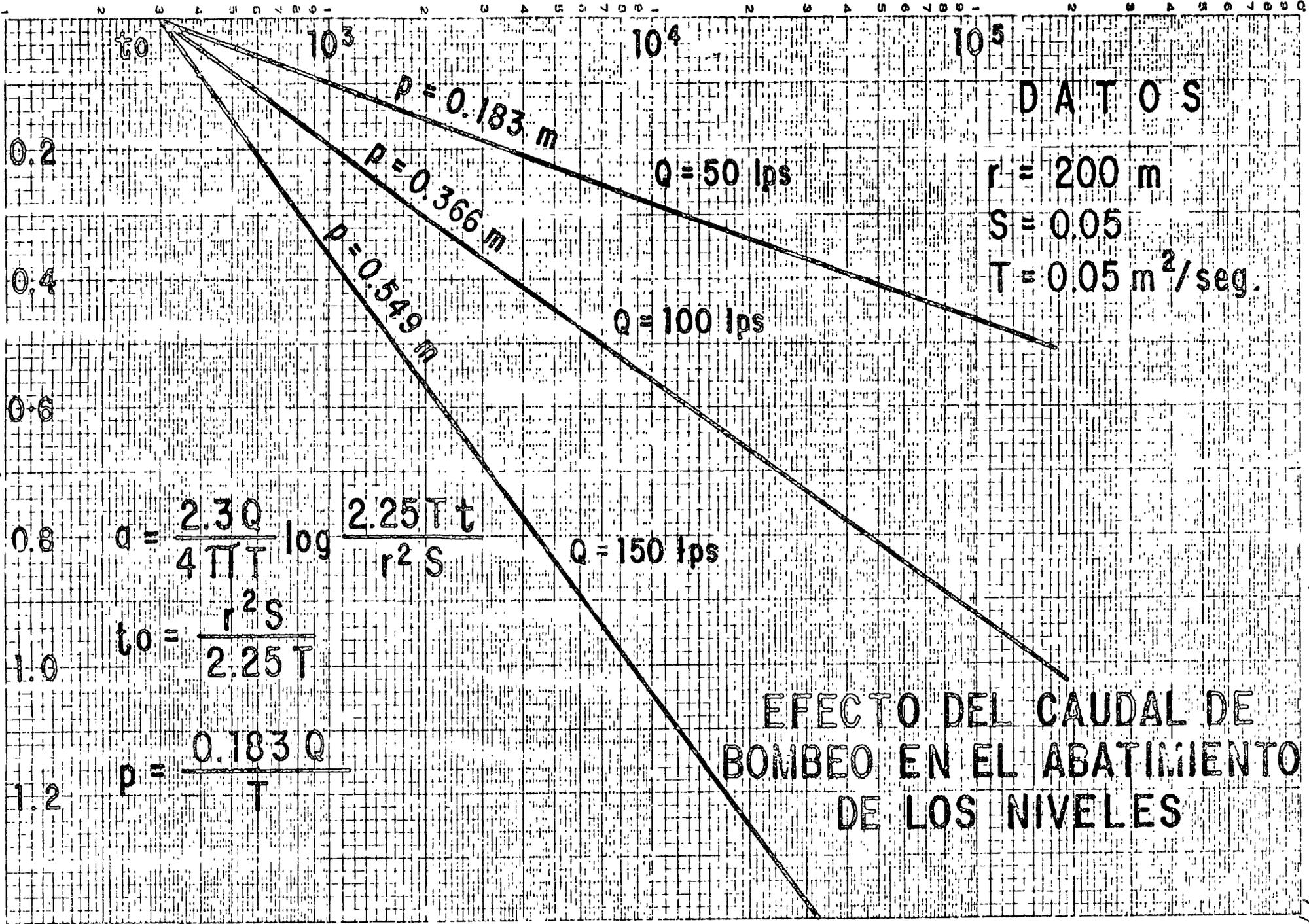


FIG. Nº 14

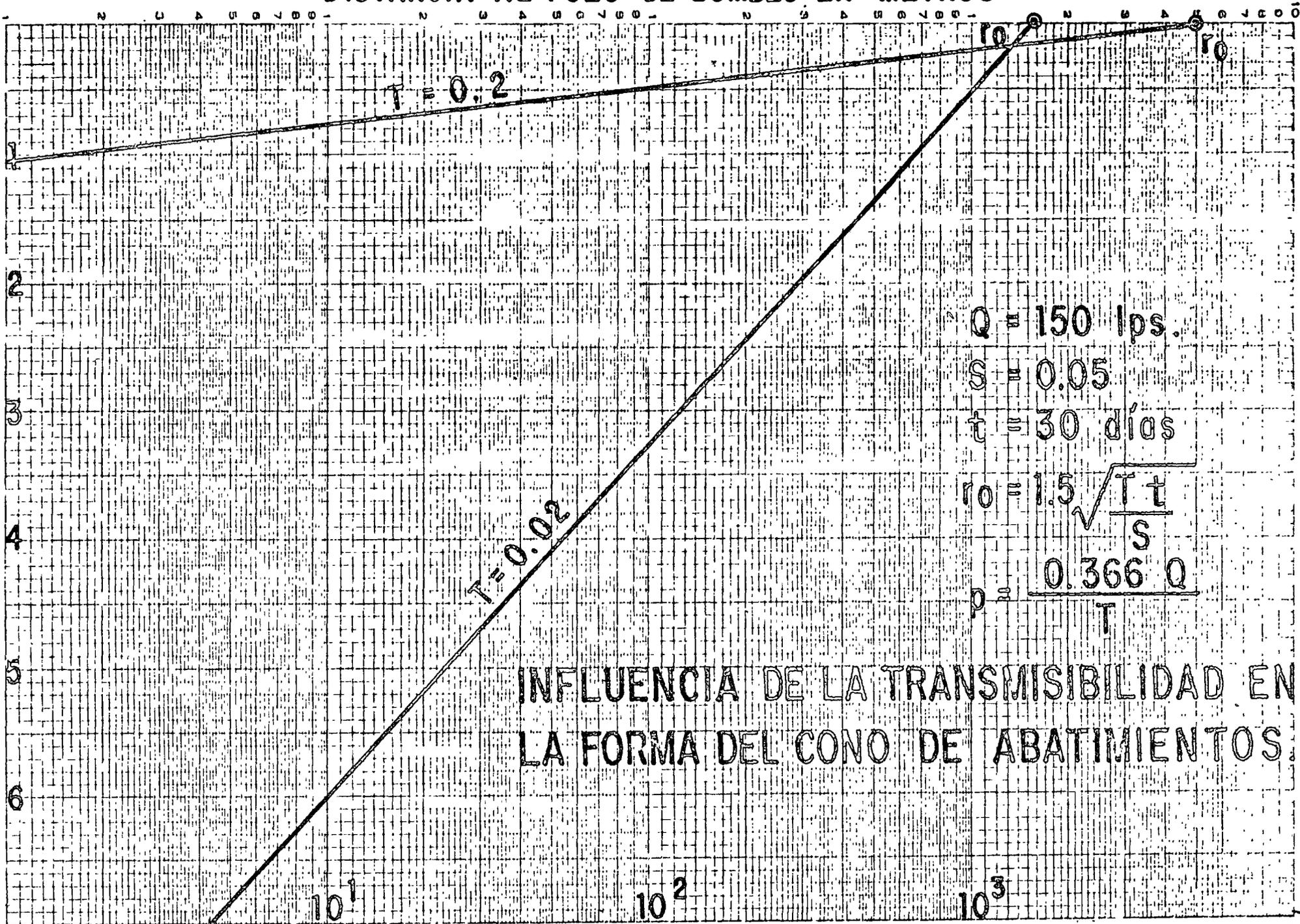
ABATIMIENTO EN METROS



FIG. Nº 15

DISTANCIA AL POZO L. BOMBEO EN METROS

ABATIMIENTO EN METROS



INFLUENCIA DE LA TRANSMISIBILIDAD EN LA FORMA DEL CONO DE ABATIMIENTOS.

~~1. Penetración parcial.~~

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

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

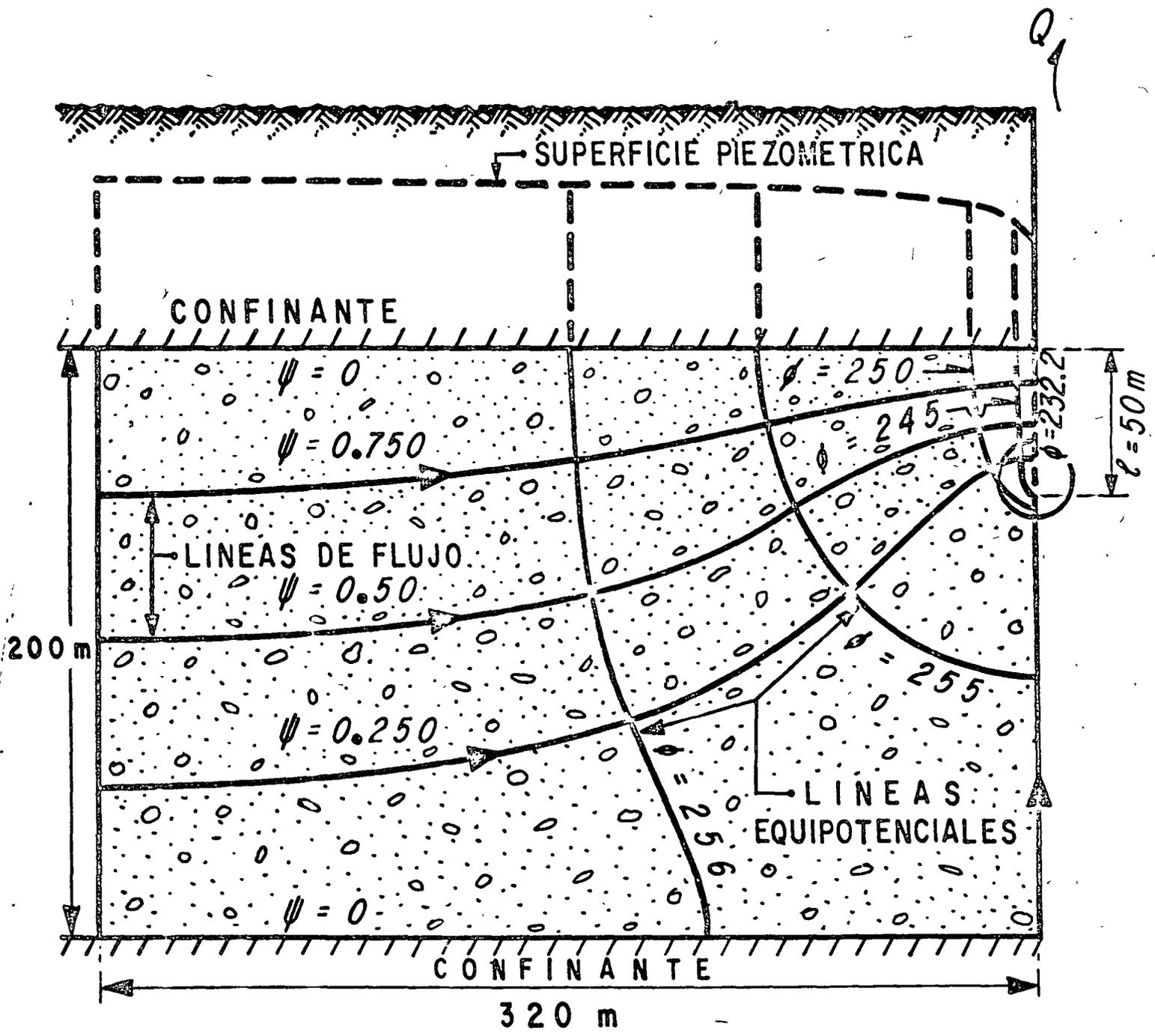
Para dar una idea aproximada de la disminución de la eficiencia hidráulica del pozo causada por la penetración parcial, considérese que si un pozo capta sólo la mitad del espesor saturado de un acuífero, el abatimiento provocado en él será algo menor que el doble del provocado en un pozo totalmente penetrante,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

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

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

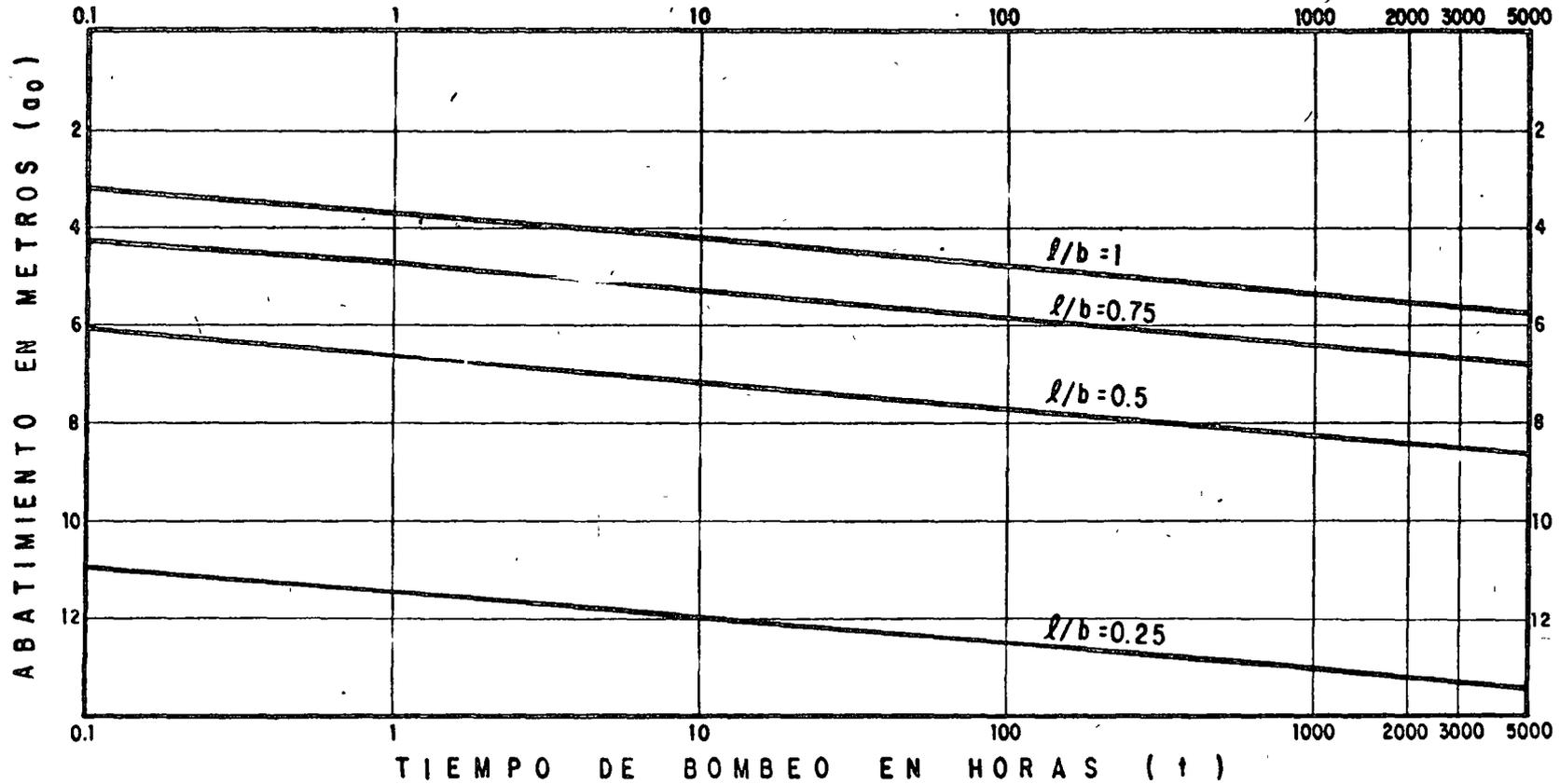
Fuera de estos dos casos, la interpretación es bastante laboriosa, pues hay que construir una curva tipo pa-

FLUJO HACIA UN POZO PARCIALMENTE PENETRANTE

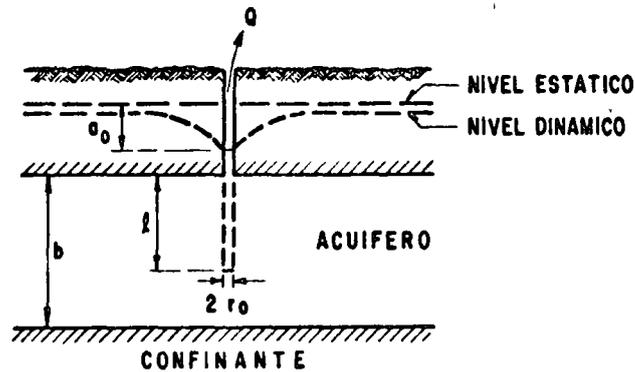


- $Q = 150\text{ ips}$
- $t = 2000\text{ hrs}$
- $T = 0.02\text{ m}^2/\text{s}$
- $S = 0.02$

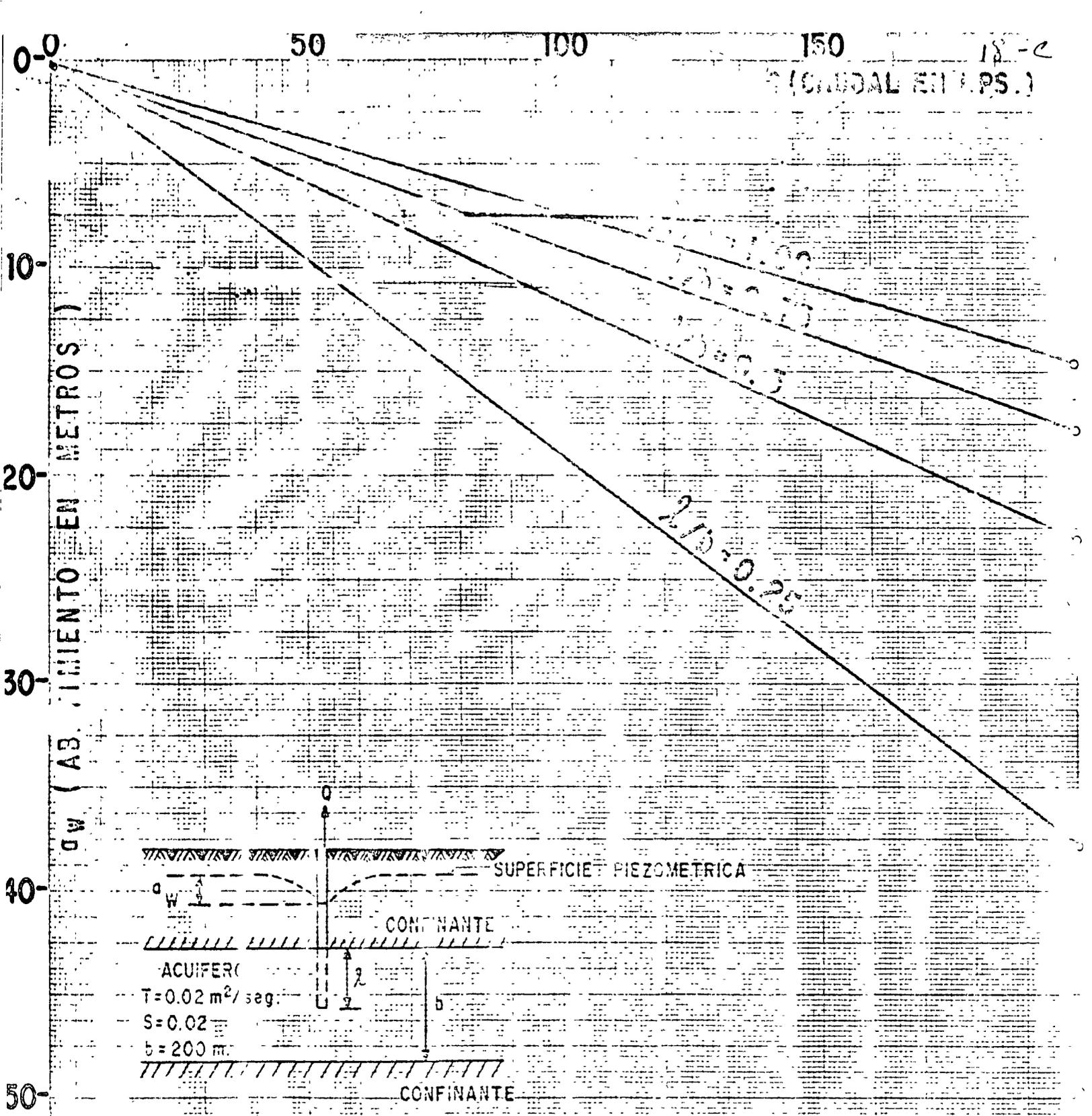
FIG. N° 17



$Q = 150 \text{ lps.}$
 $T = 5 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{seg.}$
 $S = 2 \times 10^{-3}$
 $b = 200 \text{ m}$
 $r_0 = 0.2 \text{ m}$



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



NOTA:
 ESTA RELACION CORRESPONDE A UN
 TIEMPO DE BOMBEO DE 2000 HORAS

RELACION - CAUDAL - ABAJAMIENTO
 PENETRACION

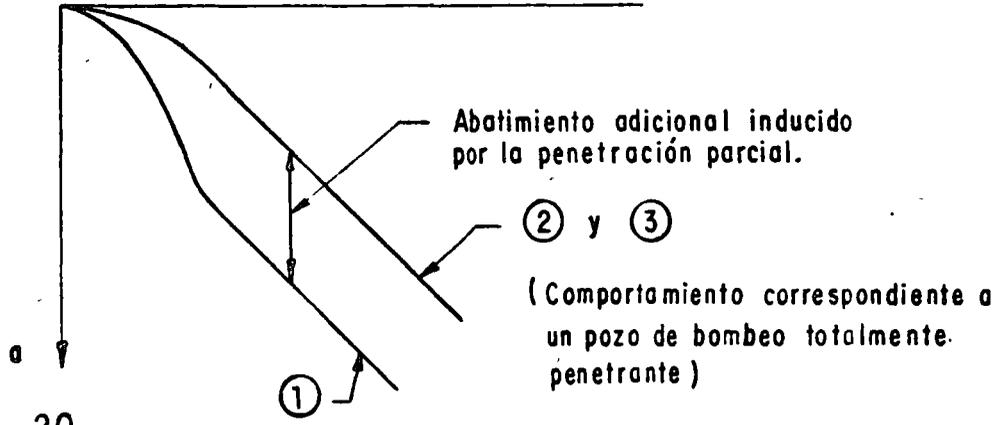
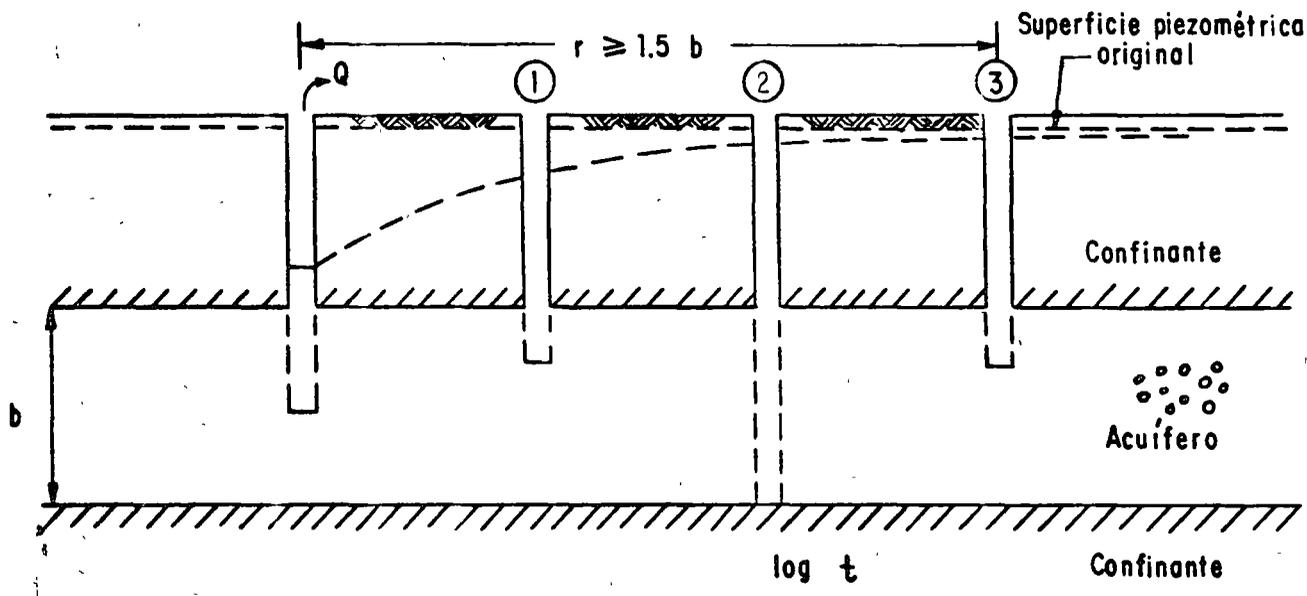


FIGURA No. 20

ra las características de los pozos utilizados en la prueba.

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

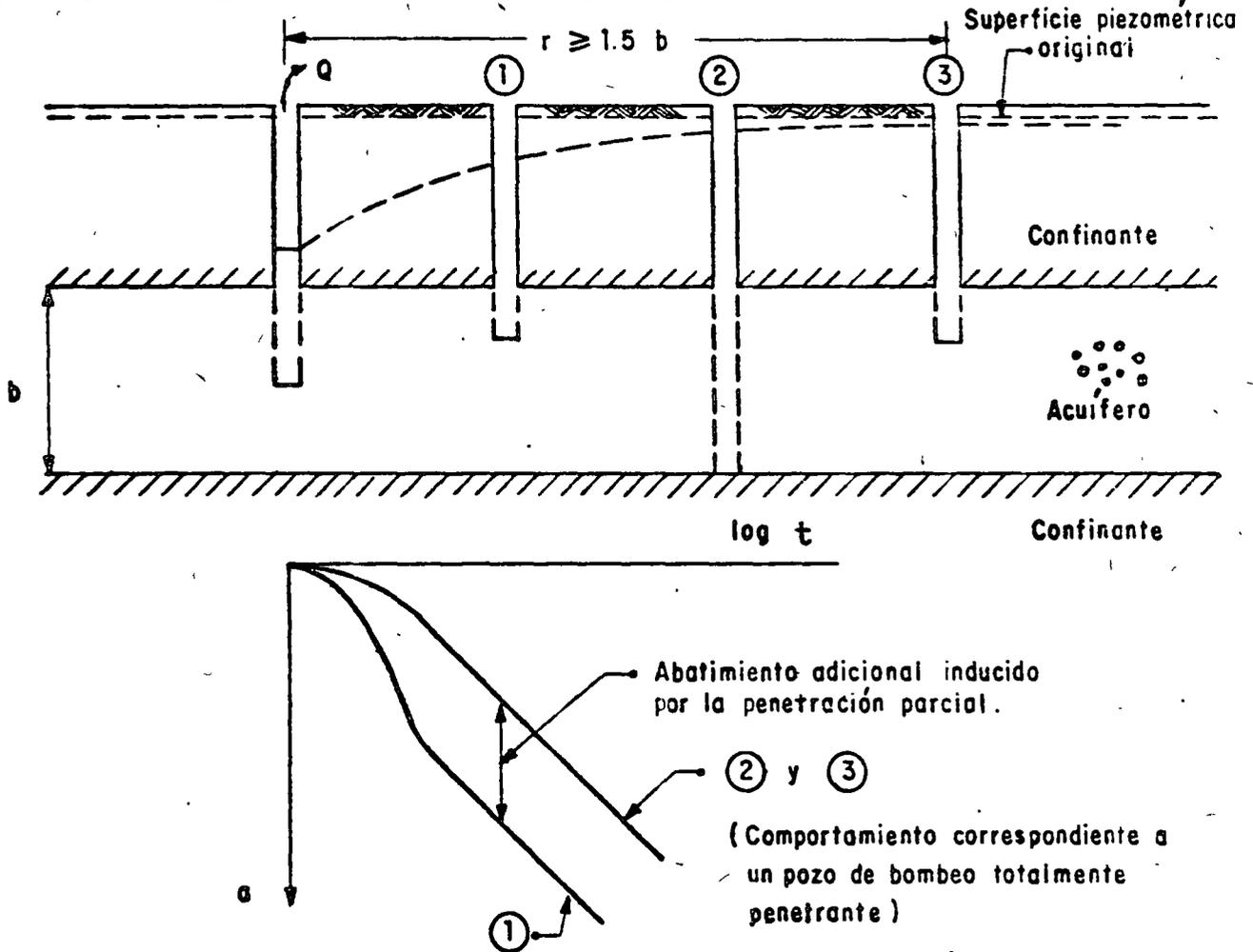


FIGURA No. 20

3.3.- POZOS EN ACUIFEROS SEMICONFINADOS.

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

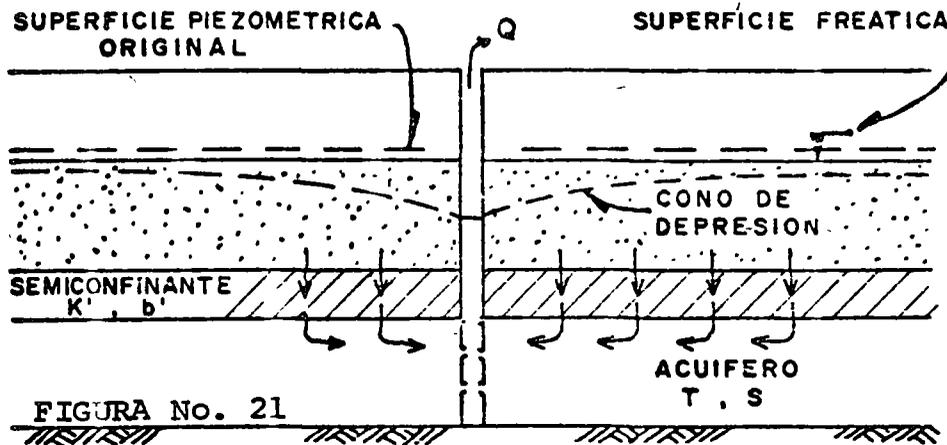


FIGURA No. 21

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

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

La solución correspondiente a este sistema es la siguiente:

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

donde:

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

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

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

$W(u, r/B)$

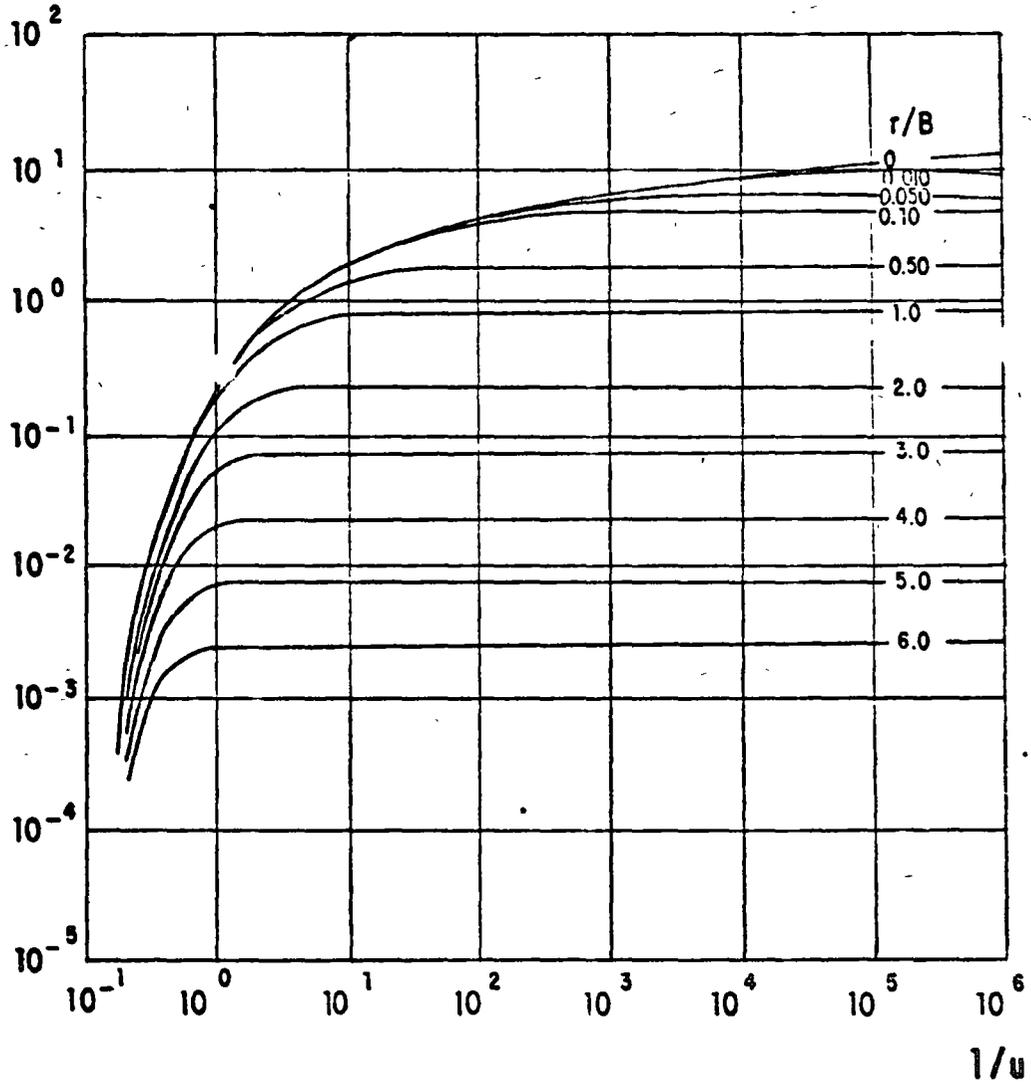


FIGURA No. 22

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

3.4.- POZOS EN ACUIFEROS LIBRES.

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

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

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

IV.- HIDRAULICA DEL POZO DE BOMBEO.

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

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

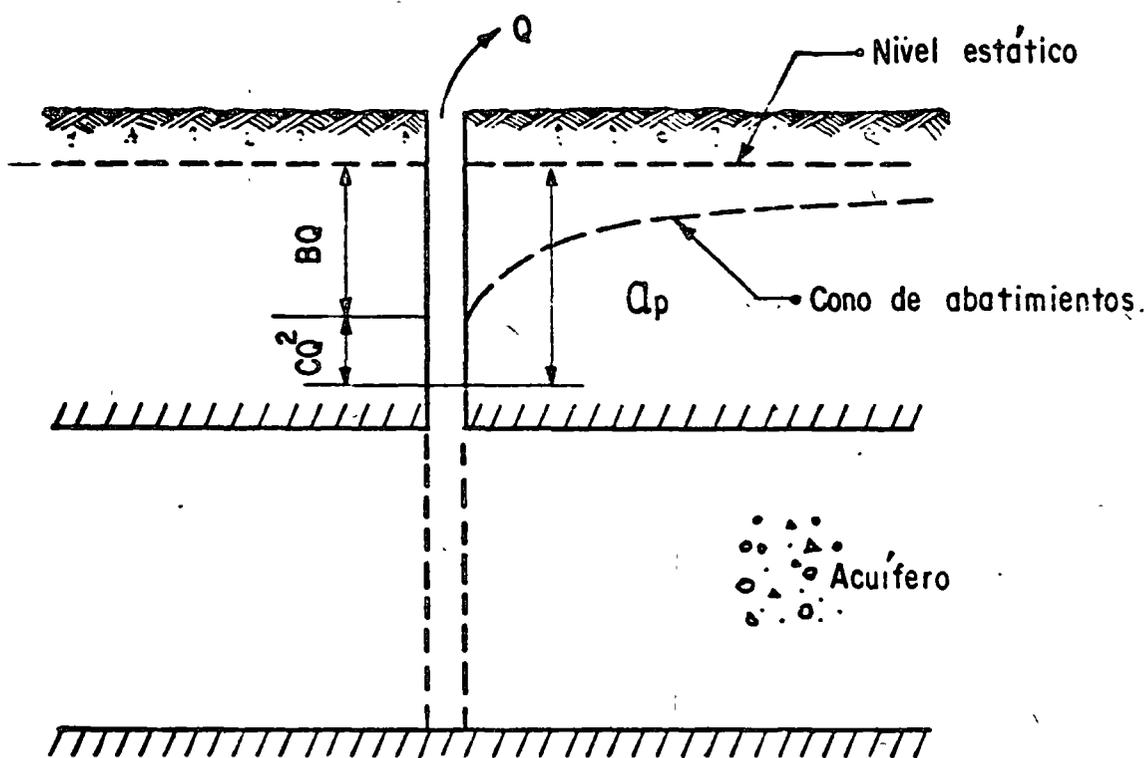
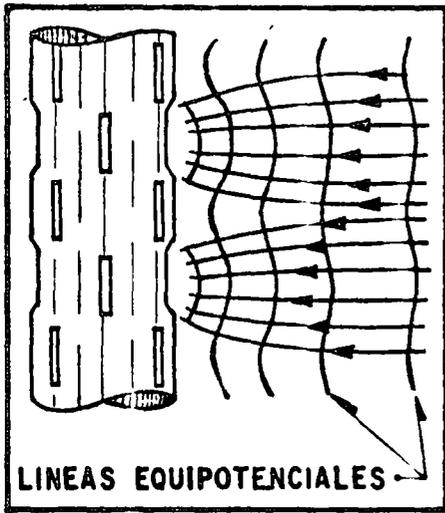


FIGURA No. 23

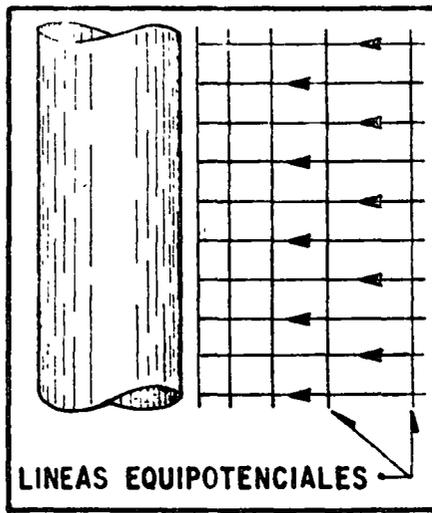
Lo anterior puede expresarse:

$$a_p = BQ + CQ^2$$

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

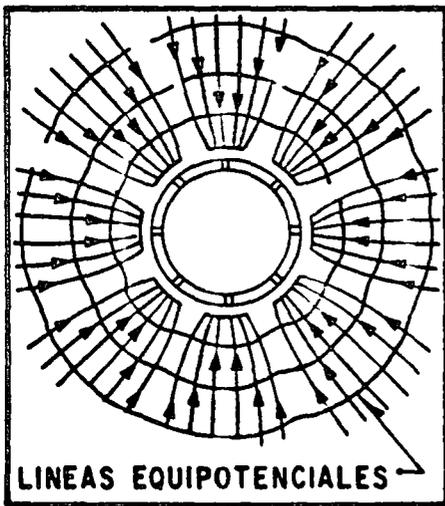


LINEAS EQUIPOTENCIALES



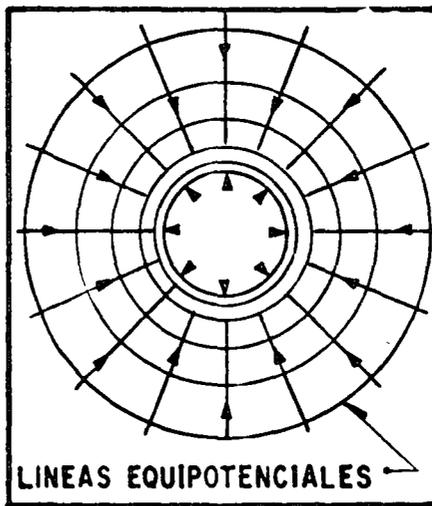
LINEAS EQUIPOTENCIALES

C O R T E



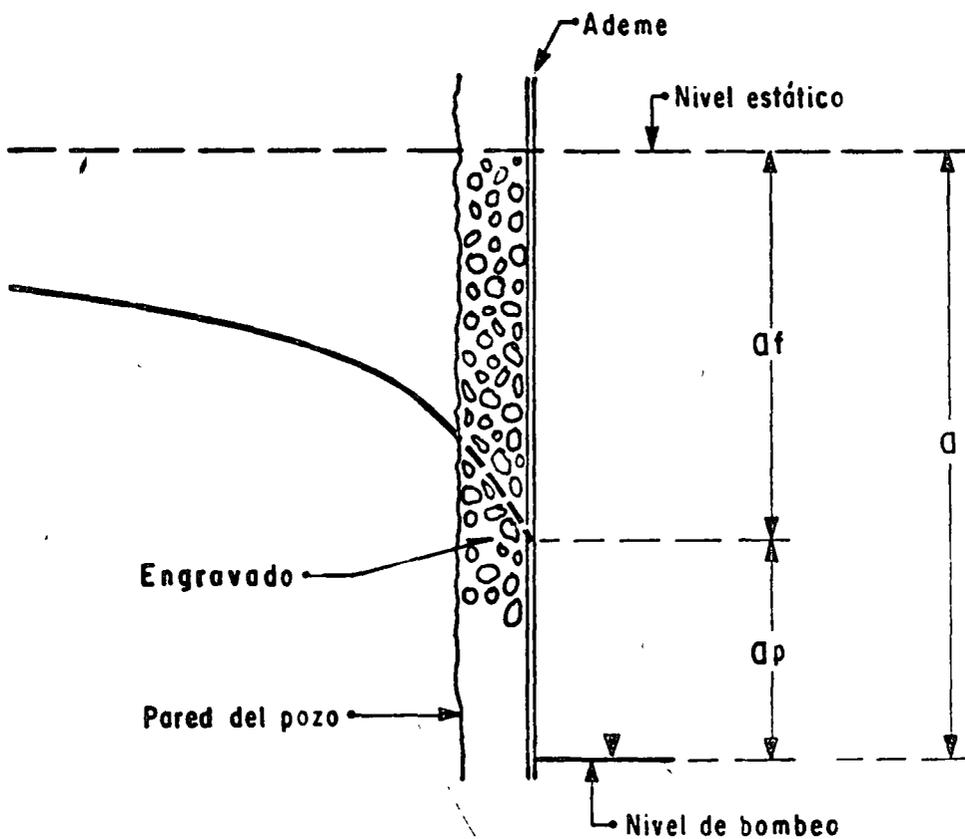
LINEAS EQUIPOTENCIALES

TUBERIA RANURADA



LINEAS EQUIPOTENCIALES

P L A N T A



cas constructiva del pozo.

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

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

por tanto:

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

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

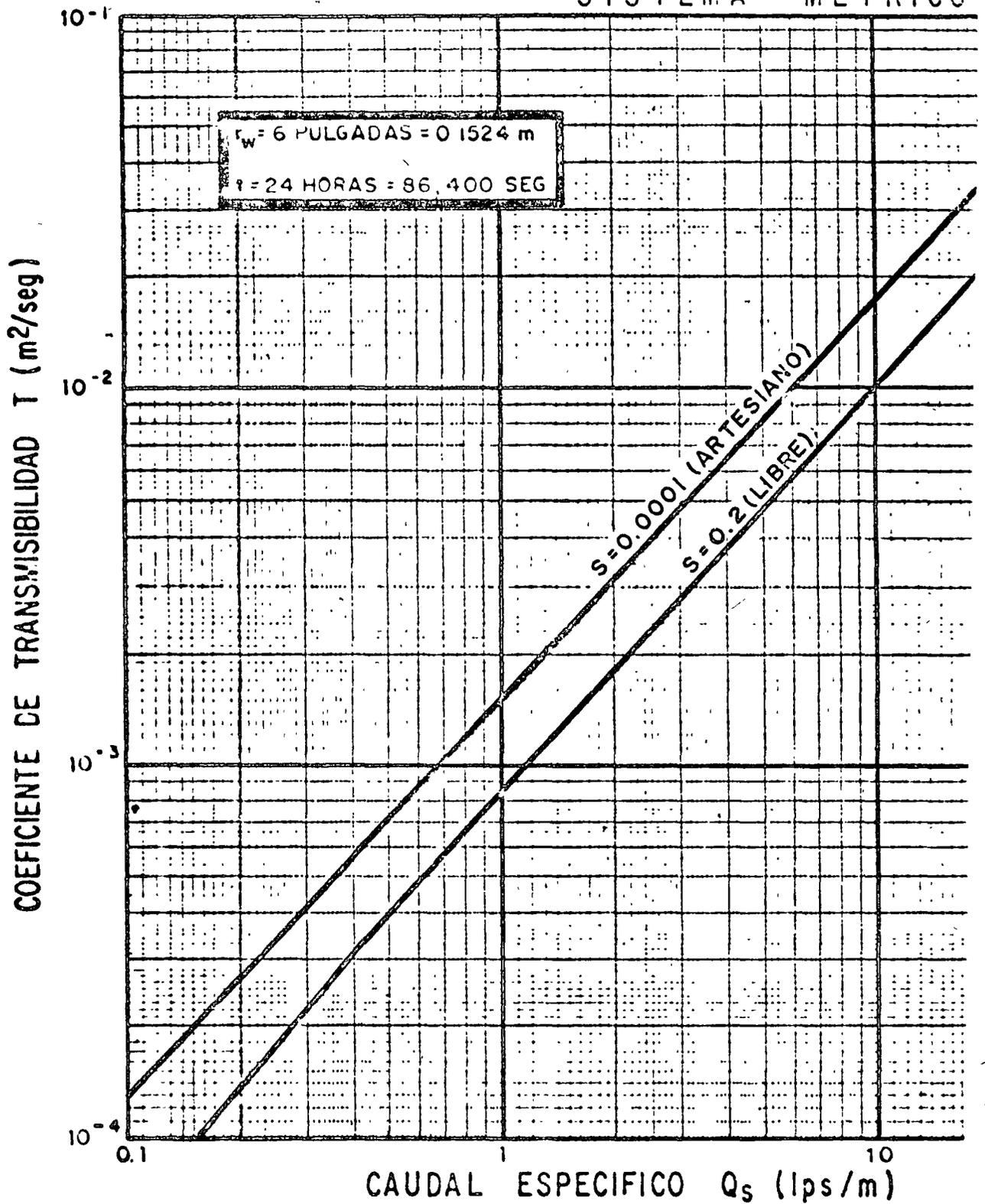
$$\frac{Q}{Q_p} = \frac{1}{B + CQ}$$

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

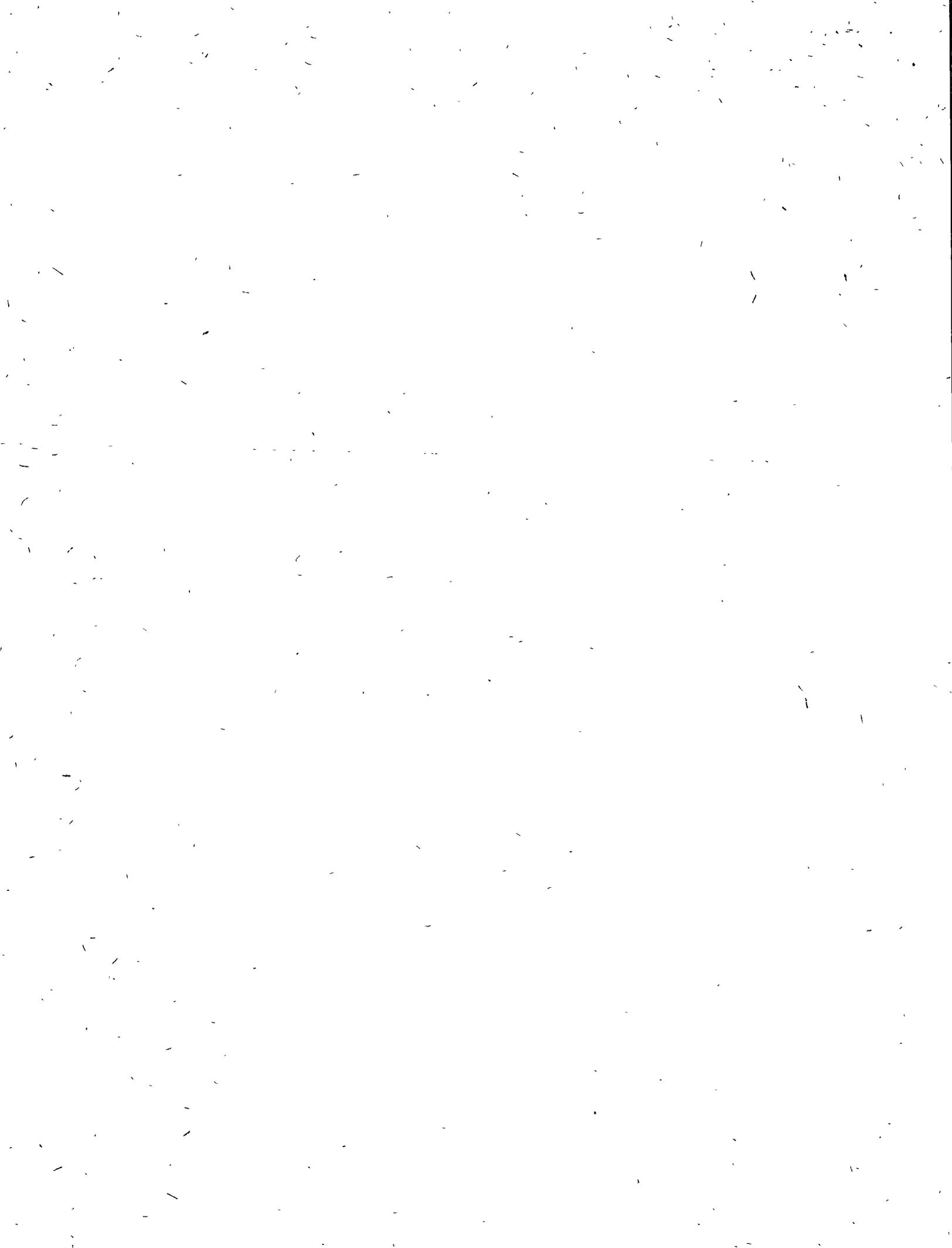
Para el cálculo de los coeficientes B y C, se utiliza la llamada "prueba escalonada", propuesta por C.E. Jacob. Esta prueba consiste en bombear el pozo en varias etapas sucesivas, en cada una de las cuales se mantiene el caudal constante; generalmente, el caudal se varía en forma creciente, -- siendo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

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



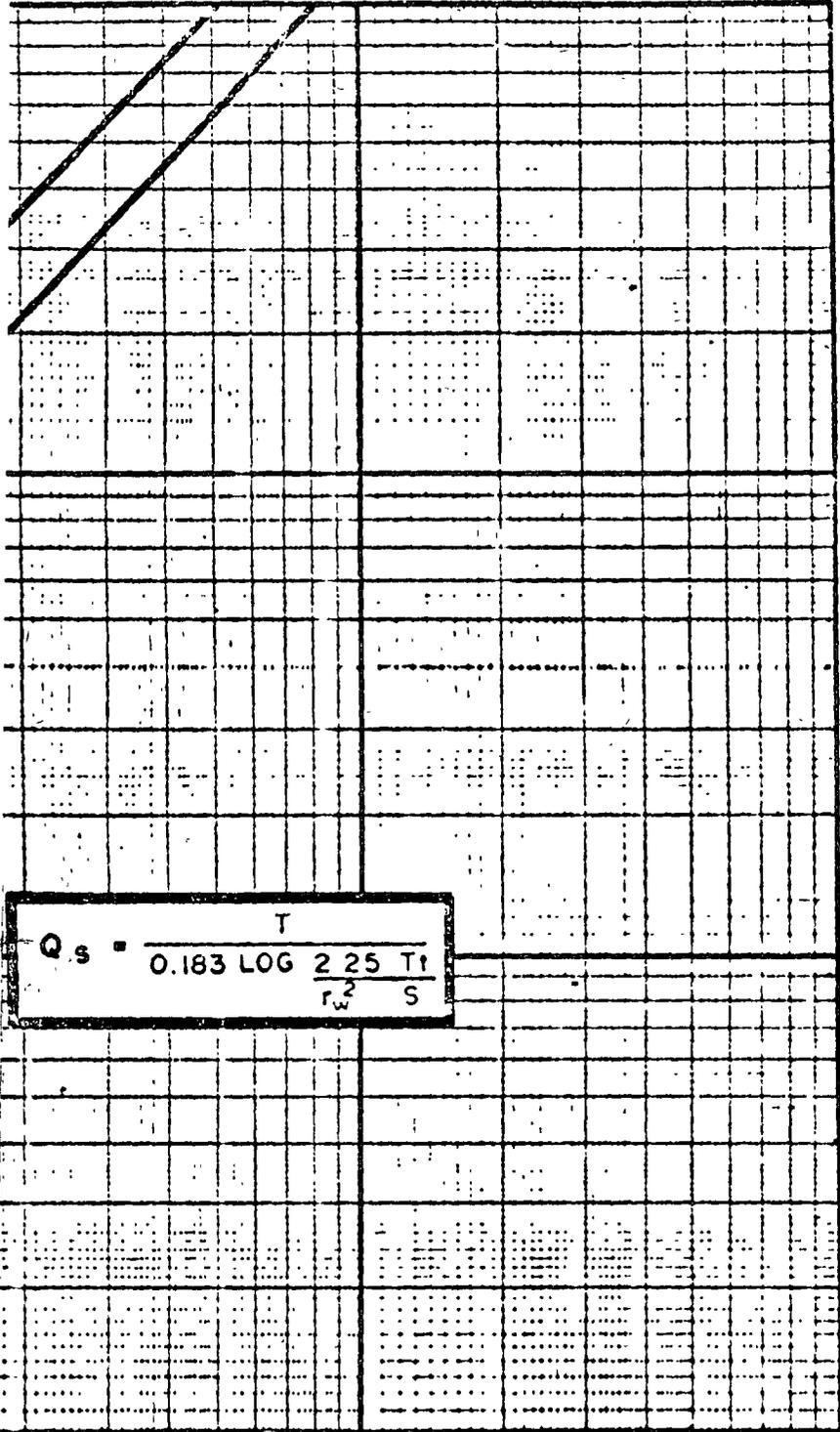


RELACION CAUDAL ESPECIFICO



DECIMAL

25A



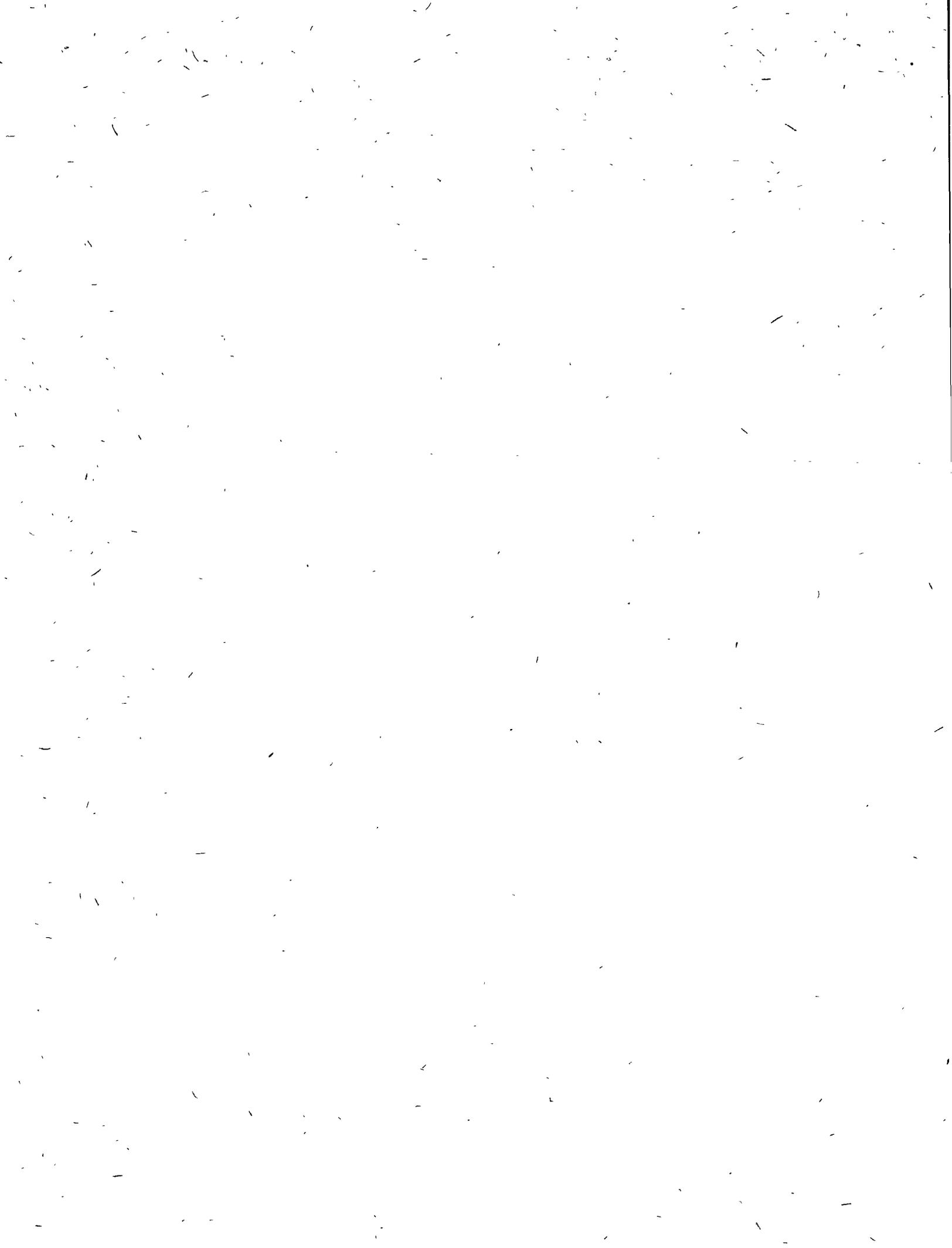
$$Q_s = \frac{T}{0.183 \text{ LOG } \frac{2.25 T t}{r_w^2 S}}$$

100

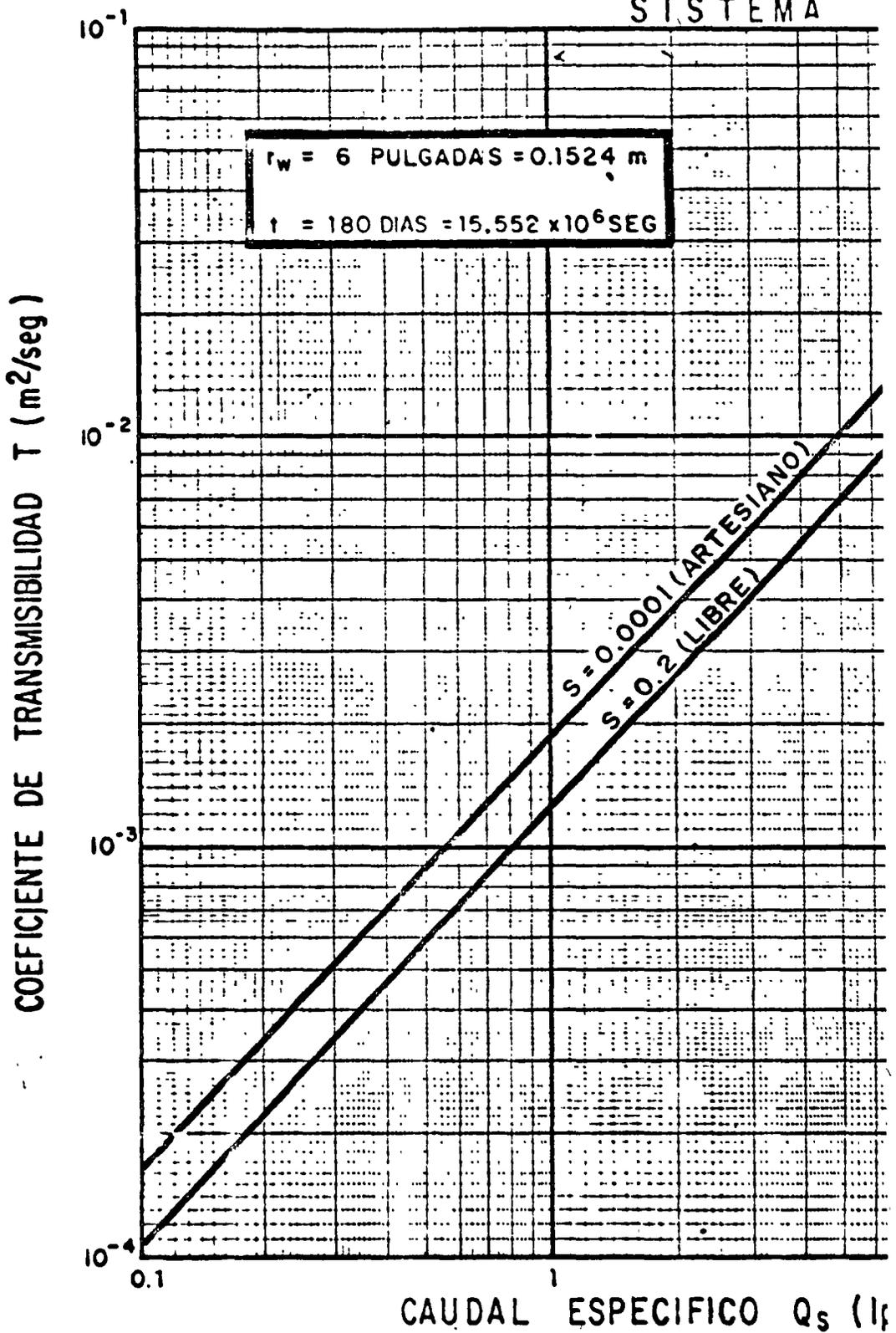
1000

- TRANSMISIBILIDAD

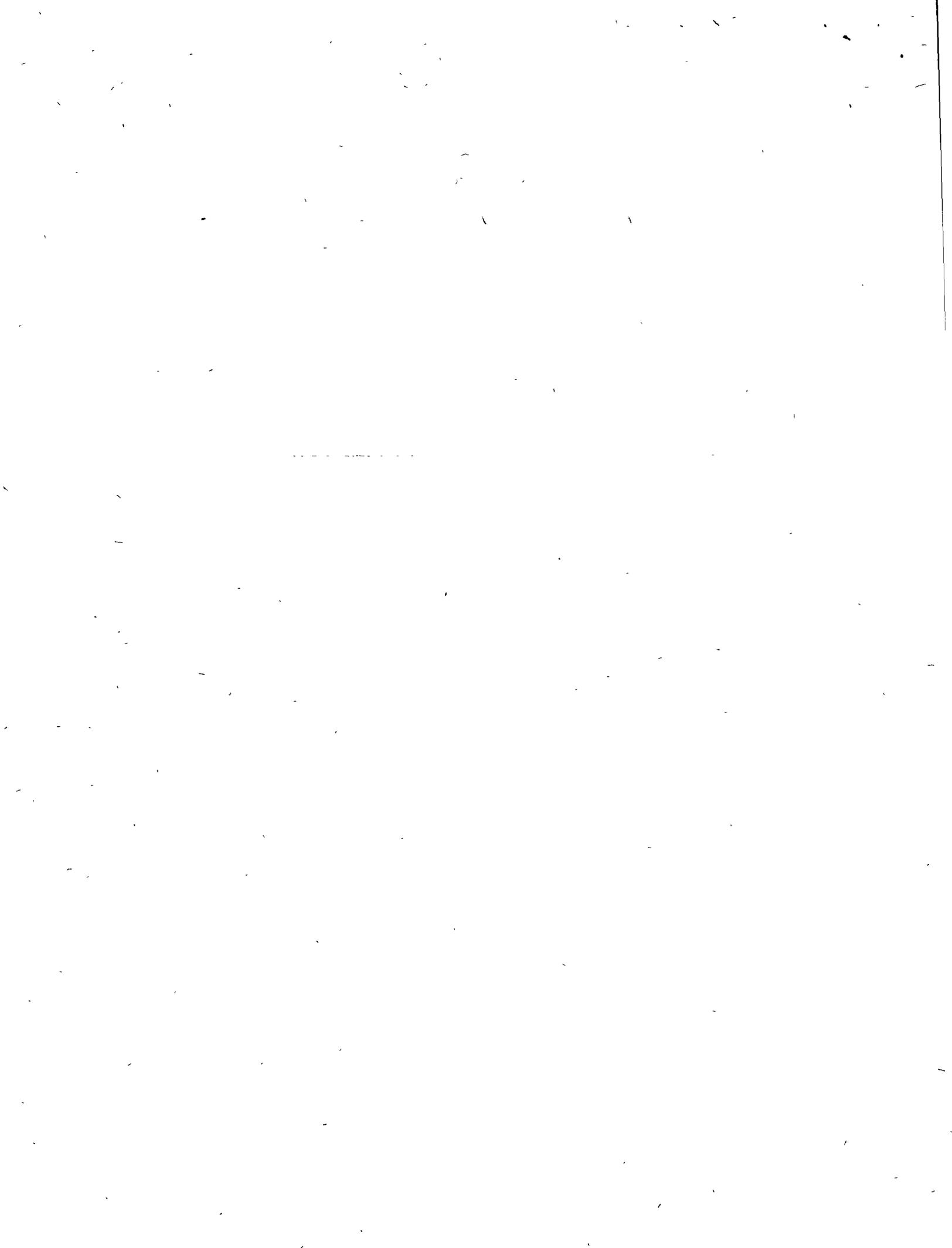
FIG.- 25

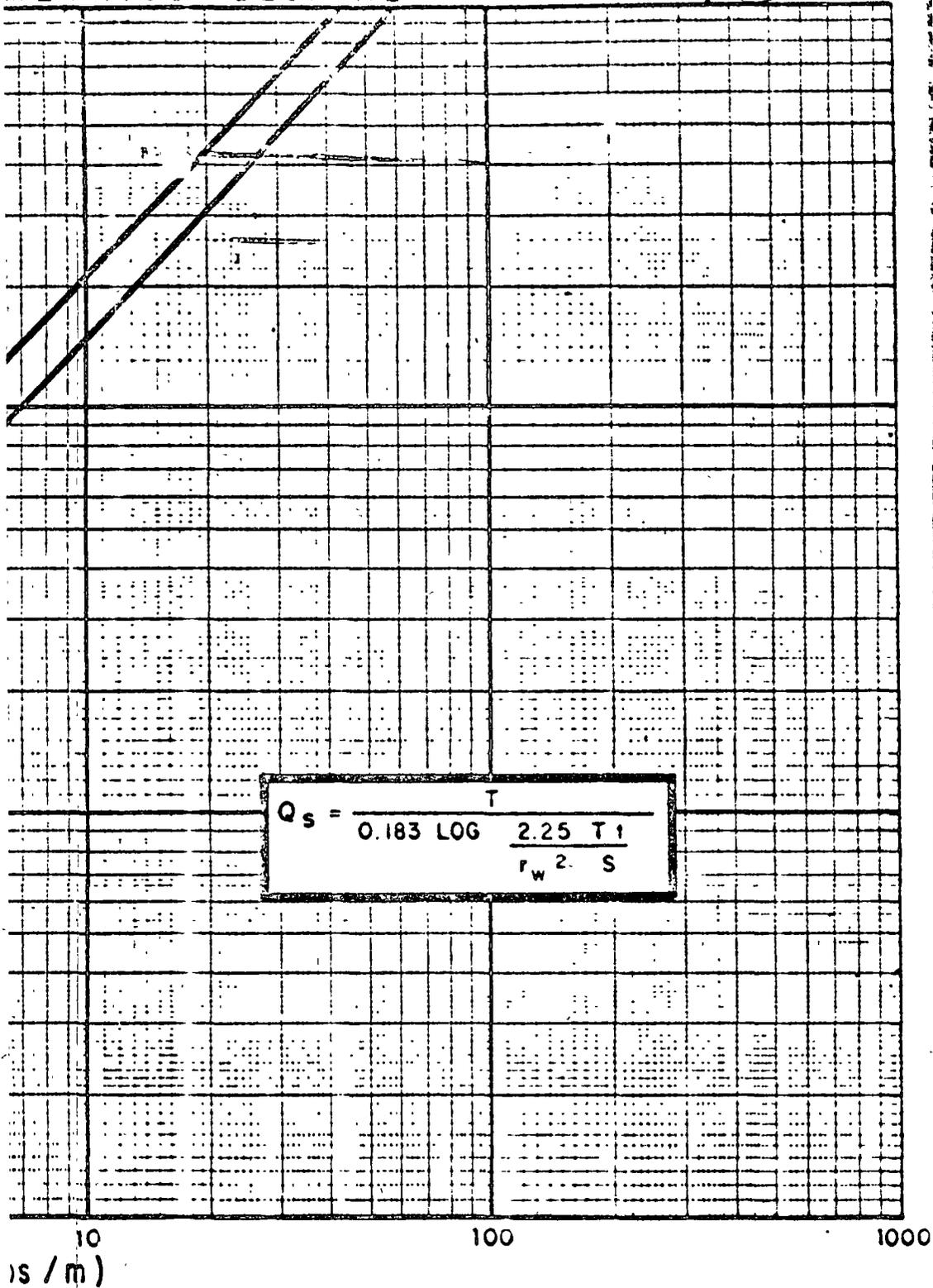


SISTEMA

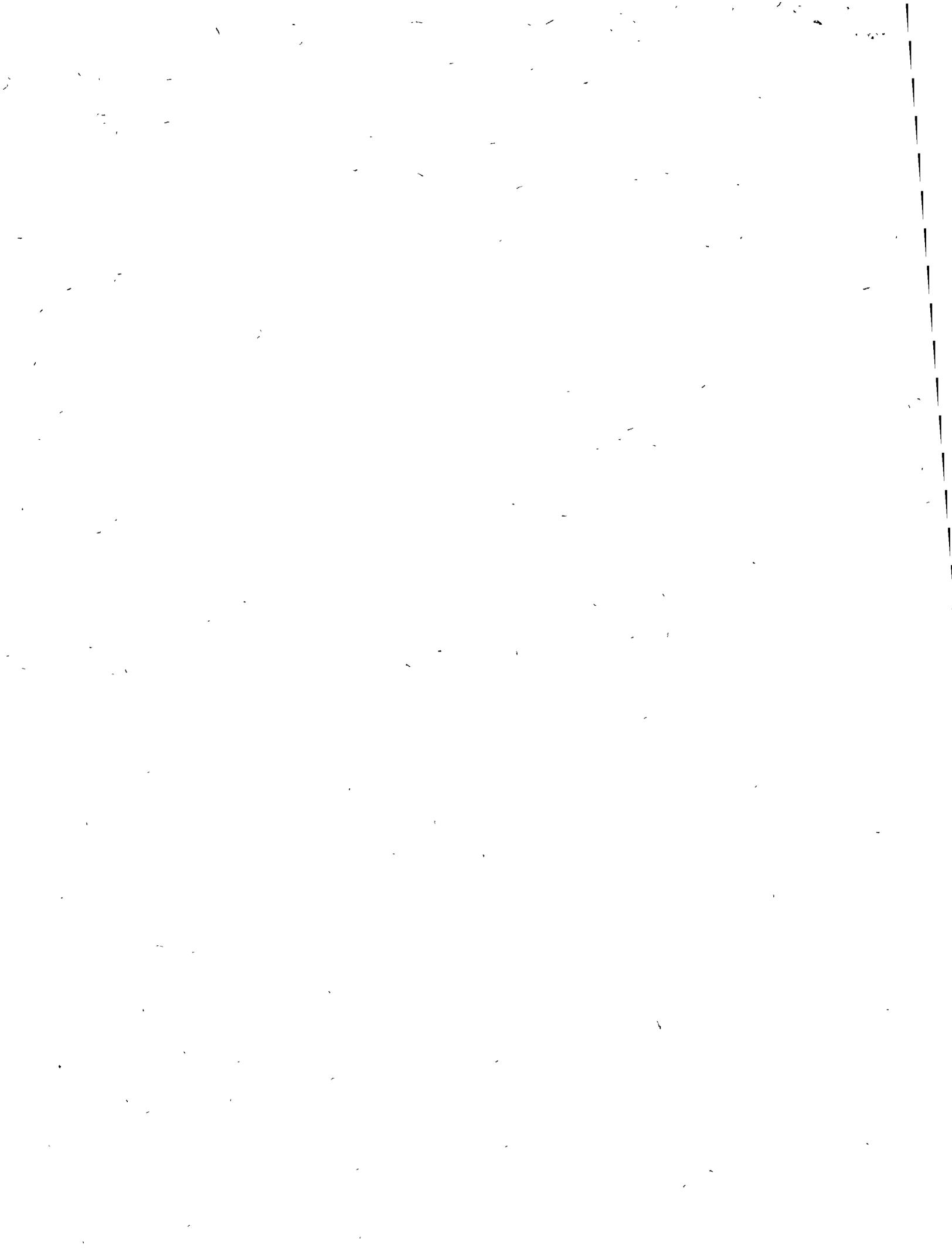


RELACION CAUDAL ESPE





CIFICO - TRANSMISIBILIDAD



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

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

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

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

INTERPRETACION DE PRUEBAS DE BOMBEO ESCALONADAS

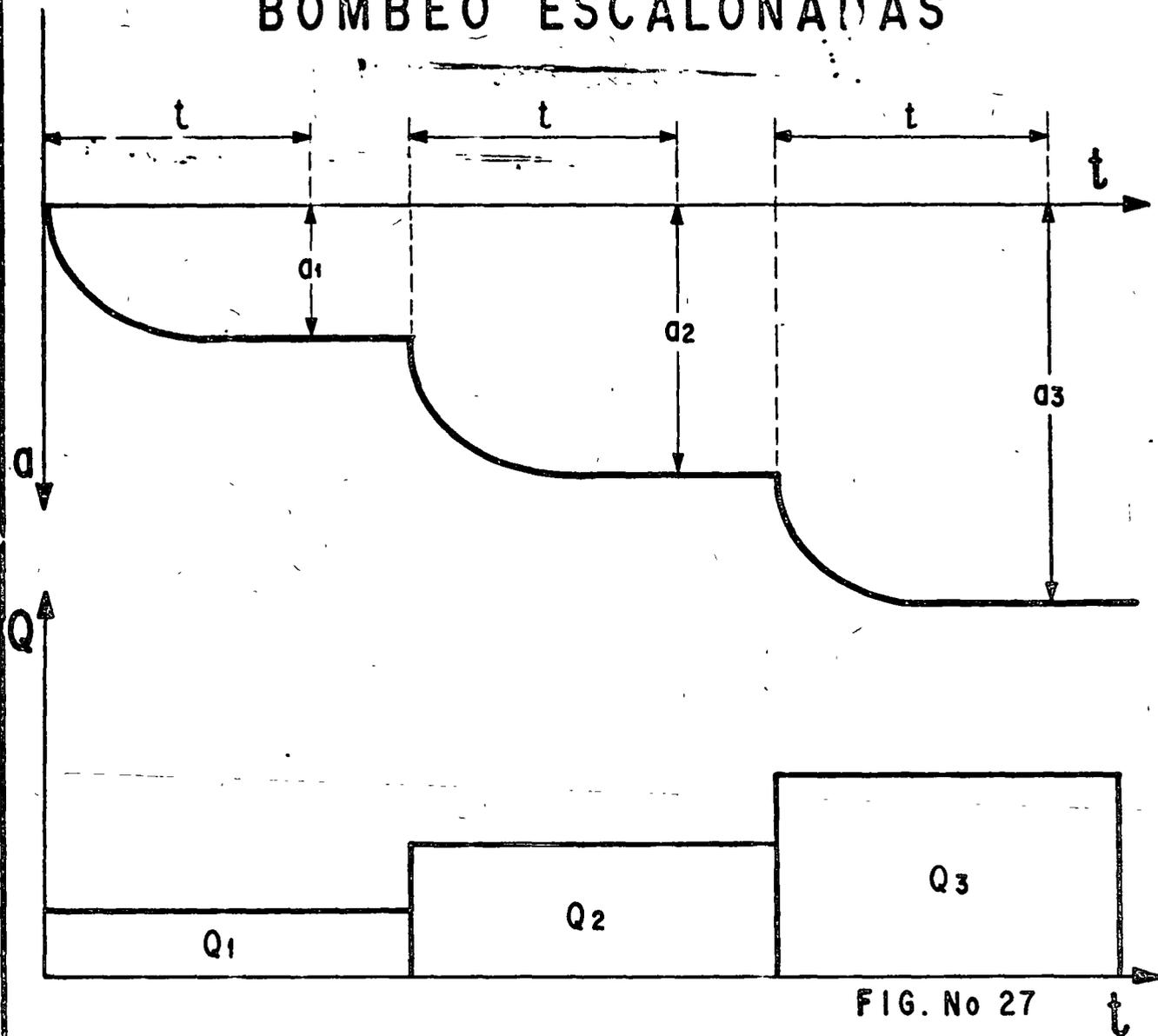


FIG. No 27

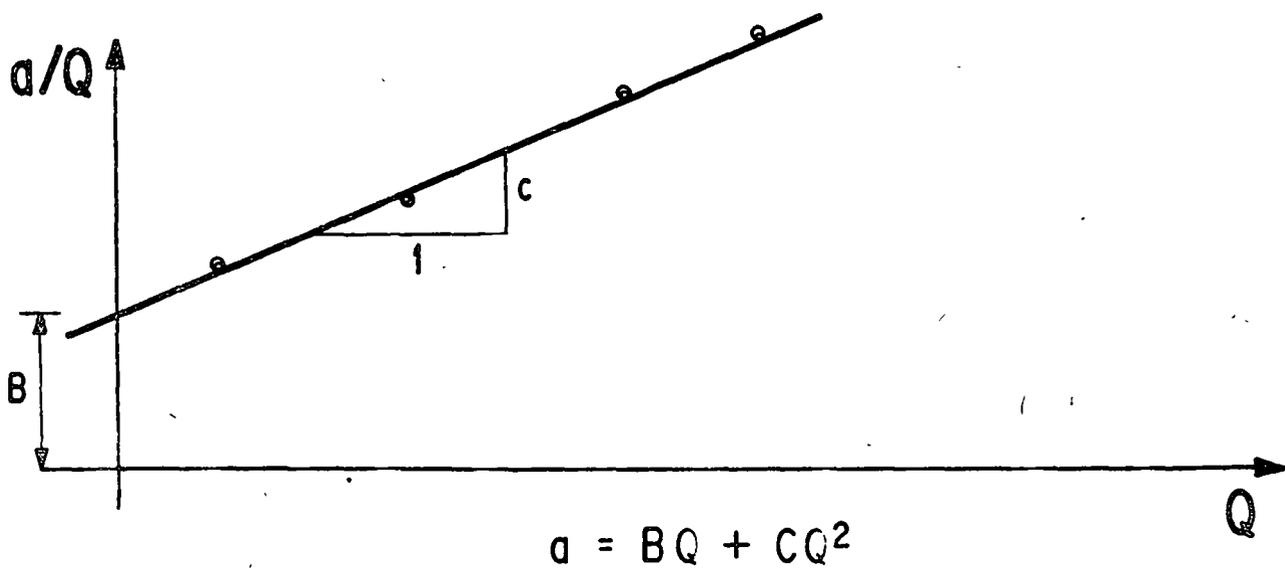


FIG. No 28



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



SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

DISTRIBUCION DE AGUA
MODELO DINAMICO

ING. JOSE LUIS SANCHEZ BRIBIESCA
OCTUBRE, 1977

