

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

28
81

**“ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE INFILTRACION CON AYUDA
DEL BORDO EL IHUAGIL PARA RECARGA DE UN ACUIFERO
EN EL VALLE DE STO. DOMINGO, B. C. S.”**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A
ABRAHAM GERARDO GAMEZ

MEXICO, D. F.

1 9 8 4



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

TEMARIO

I.- INTRODUCCION

I.1.1.- Introducción

I.1.2.- Antecedentes históricos

I.1.3.- Generalidades

I.2.- APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS SUPERFICIALES EN EL VALLE DE SANTO DOMINGO

I.3.- APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS DE AGUAS SUBTERRANEAS EN EL VALLE DE SANTO DOMINGO

II.- CLIMATOLOGIA E HIDROMETRIA SUPERFICIAL DEL VALLE DE SANTO DOMINGO

II.1.- CARACTERISTICAS CLIMATOLOGICAS Y DE PRECIPITACION EN EL VALLE DE SANTO DOMINGO

II.2.- DISTRIBUCION MENSUAL DE LAS PRECIPITACIONES EN EL VALLE DE SANTO DOMINGO

III.- GEOLOGIA DEL ACUIFERO DE SANTO DOMINGO B.C.S.

III.1.- FISIOGRAFIA

III.2.- TECTONICA Y SU INFLUENCIA EN LAS RELACIONES GEOHIDROLOGICAS

IV.- DETERMINACION DE LA RELACION PRECIPITACION - ESCURRIMIENTO PARA EL SITIO DE CONSTRUCCION DEL BORDO

IV.1.- CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS DEL BORDO EL IHUAGIL, DEL VALLE DE SANTO DOMINGO, B.C.S.

IV.1.1.- Características principales del bordo "El Ihuagil"

IV.2.- ESTABLECIMIENTO DE LA RELACION LLUVIA - ESCURRIMIENTO

- IV.3.- CALCULO DEL HIDROGRAMA DE SALIDA DE LA PRESA EN FUNCION DE DERRAMES Y DESFOGUES
- IV.4.- ESTABLECIMIENTO DE LAS RELACIONES ESCURRIMIENTO - INFILTRACION PARA LOS CAUCES DE LOS ARROYOS Y LOS SITIOS SELECCIONADOS PARA LA CONSTRUCCION DE OBRAS COMPLEMENTARIAS
 - IV.4.1.- Relaciones Escurrimientos - Infiltración del arroyo San Luis, aguas abajo del bordo.
- IV.5.- DEFINICION DE POLITICAS DE OPERACION DE VOLUMENES REGULADOS MEDIANTE EL BORDO
 - IV.5.1.- Análisis de diferentes políticas de desfogue de volúmenes almacenados y determinación de su eficiencia.
 - IV.5.2.- Determinación de la eficiencia del bordo, para la estructura de desfogue propuesta.

V.- ACTIVIDADES DE CAMPO

- V.1.- SELECCION DE SITIOS PARA LA CONSTRUCCION DE LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS REQUERIDAS.
- V.2.- DETERMINACION EXPERIMENTAL DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACION
- V.3.- ANALISIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

VI.- CONCLUSIONES

I.1.1.- INTRODUCCION

En los últimos años, se ha observado en el Distrito de Riego de Santo Domingo, B.C.S., una disminución paulatina de los niveles en el acuífero como consecuencia de la sobreexplotación. Aún a pesar de la aplicación de técnicas de riego que han permitido la economía del vital elemento y de que existe la aceptación de los agricultores de reducir gradualmente los volúmenes de agua utilizados hasta valores cercanos a la recarga media anual del acuífero, el problema de sobreexplotación, en la actualidad subsiste. Por este motivo, se ha pensado en la posibilidad de construir algunos bordos que permitan retener las aguas torrenciales de los arroyos de la región que actualmente escurren hacia el mar, para utilizarlos en la recarga artificial del acuífero. Estas obras permitirán incrementar la recarga de los escurrimientos superficiales que de manera intermitente, se originan dentro de la cuenca del Valle de Santo Domingo.

La realización del estudio servirá para definir el sitio apropiado donde infiltrar el agua retenida en el bordo que llamaremos El Ihuagil, seleccionando para ello la metodología y las obras complementarias necesarias para la recarga artificial del acuífero. El estudio determinará también, los probables métodos de recarga artificial a utilizarse para el aprovechamiento de las aguas reguladas y definir las políticas de operación que pueden ser aplicadas en la recarga artificial del acuífero.

I.1.2.- ANTECEDENTES HISTORICOS

La recarga artificial de acuíferos es una técnica cuyo obje-

tivo principal es permitir una mejor explotación de los acuíferos mediante el aumento de las reservas, almacenando para ello temporalmente los volúmenes de agua superficial, que por carencia de vasos de almacenamiento adecuados, no pueden ser utilizados a pesar de hacer falta en la región.

Las técnicas de recarga artificial de acuíferos han sido aplicadas desde la antigüedad especialmente en zonas áridas, como las que son objeto del presente estudio, principalmente mediante el represamiento de cauces de ríos o la rectificación de la pendiente del terreno.

En la era moderna, los trabajos de recarga artificial se iniciaron en Europa a fines del siglo XIX y en Norteamérica en 1896 y en 1898 utilizando los métodos de inundación de terrenos y de recarga en canales de riego respectivamente.

En Estados Unidos de Norteamérica, se practica la recarga artificial a gran escala en California, Illinois, Texas, Virginia, Long Island, New Jersey, etc., con un volumen total del orden de 2 500 millones de m³/año.

Los trabajos de infiltración artificial de aguas superficiales han sido realizados también en México. En el Valle de México, debido a la escasez de vasos importantes de almacenamiento y a la existencia de volúmenes considerables de agua que salen del Valle sin haber sido utilizados previamente, se consideró conveniente la infiltración artificial.

Con el motivo del hundimiento de la ciudad, fenómeno que se

aceleró notablemente por los años de 1948 a 1951, se pensó en la infiltración de aguas de lluvia como un medio de restablecer parcialmente las cargas piezométricas en los estratos semipermeables superiores del acuífero.

Inicialmente se construyeron, a partir de 1953 del orden de 42 pozos de infiltración dentro del área de estudio, 13 de ellos en jardines y el resto en establecimientos industriales.

Posteriormente, en vista de las dificultades existentes para alojar las aguas de lluvia procedentes de los ríos del poniente de la ciudad, se construyeron pozos a partir de 1955 al pie de casi todas las presas existentes al poniente de la ciudad (Mixcoac, Berra, Tarango, Dolores, Atoto, El Sordo, San Joaquín).

En la sierra del Ajusco, aguas abajo del Valle de Monte Alegre, se construyó un canal derivador para las aguas excedentes del río Slava, el cual las conduce hasta una zona de arenales y malpaíses ubicado al pie del volcán Xitle. Esta región, según parece haber comprobado, forma parte importante de la zona de recarga natural de los acuíferos que alimentan a los manantiales de Peña sobre y Fuentes Brotantes.

I.1.3.- GENERALIDADES

El Valle de Santo Domingo, B.C.S. está ubicado en la planicie costera del Pacífico, la cual se extiende desde las estribaciones de la Sierra La Giganta, hasta la Bahía de Magdalena en el Océano Pacífico. Los límites del valle son: al norte, El Parteaguas

de las cuencas del arroyo de Santo Domingo, Al sur, El parteaguas de la cuenca del arroyo 157. Al este, la sierra La Giganta y al oeste, el Océano Pacífico. El Valle, tiene una extensión aproximada de 1 240 Km² dentro de los cuales se cultivan alrededor de 37 000 ha. La importancia del valle radica en su producción agrícola. Esta región, es eminentemente algodonera siguiendo en orden de importancia cultivos como el cártamo y el trigo.

El distrito de riego de esta región se formó entre los años de 1952 y 1955, durante los cuales tuvo lugar el desarrollo impestuoso y anárquico del mismo, no obstante haber sido declarado zona de veda desde 1951.

La propiedad de la región se basa prácticamente en forma exclusiva en la explotación de sus recursos hidráulicos subterráneos, los cuales se han desarrollado rápidamente mediante un gran número de perforaciones. Así, mientras en 1952 había 25 pozos perforados, en el lapso 1952 - 1957 se perforaron y operaron más de 400 pozos y para 1969 el total de pozos perforados era del orden de 520.

El ritmo más fuerte de perforación ocurrió durante los años de 1955 y 1956 en que se perforaron respectivamente 206 y 185 pozos.

En 1951, la Secretaría de Recursos Hidráulicos propuso el establecimiento de una veda con el fin de preservar el agua subterránea antes de que se iniciara la explotación intensa, sin embargo, la veda sólo se implantó hasta el año de 1960, fecha que marca la

prohibición de nuevas perforaciones.

Los primeros estudios de carácter geohidrológico fueron realizados por la secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos en 1960, obteniéndose como resultado la estimación de un volumen de extracción del orden de 240 millones de m^3 /año, valor considerado superior al rendimiento permanente seguro del acuífero del valle.

En 1965, como resultado de un nuevo estudio realizado por la Comisión Federal de Electricidad se obtuvo un rendimiento permanente seguro del orden de 120 millones de m^3 /año mientras que la extracción media anual de agua subterránea era del orden de 300 millones de m^3 /año, estimaciones posteriores (1973) indican que el rendimiento permanente seguro de la zona es del orden de 150 millones de m^3 /año, mientras que las extracciones en los ciclos agrícolas 1967 - 1968 y 1968 - 1969 fueron estimadas en 286.1 y 339.4 millones de metros cúbicos respectivamente.

Las últimas estimaciones (1978), obtenidas mediante un modelo matemático de simulación del acuífero del valle, asignan a la recarga un valor medio de 113 millones de metros cúbicos y a la extracción media anual un valor calculado de 295 millones de metros cúbicos por año.

Como consecuencia de sobreexplotación, los abatimientos anuales en el acuífero fluctúan entre 0.5 y 0.9 m. y el abatimiento total hasta 1974 era del orden de 15 m. con respecto a sus condiciones originales.

En algunas partes del acuífero los abatimientos han hecho descender el nivel del agua en los pozos a cotas inferiores a las del mar, lo que ha originado una paulatina pero inevitable intrusión salina, que cada vez llega a un número mayor de pozos. Hasta 1974 ha sido necesaria la relocalización de 54 pozos cuyo contenido salino superaba las 2000 partes por millón.

De continuarse con la política actual de sobreexplotación del acuífero, los resultados del modelo matemático indican que la elevación mínima del nivel estático para 1985 estará aproximadamente a 20 m. bajo el nivel del mar sobre todo en el área de Villa Insurgentes. Los lugares con elevaciones del nivel estático superiores al del nivel del mar, se ubicarán en la parte superior del límite de la zona de riego del Distrito de Riego así como en los nuevos centros ejidales de población Ley Federal de Aguas.

Como consecuencia de los riesgos que trae consigo la sobreexplotación del acuífero de Sto. Domingo, el día 6 de junio de 1979 fué publicado en el Diario Oficial, el decreto presidencial en el que se ordena reducir la extracción de aguas subterráneas a 80 millones de m³/año.

En correspondencia a las restricciones que se impondrán a la extracción de aguas subterráneas, La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos planea realizar los estudios y obras necesarias con el fin de incrementar en forma artificial la recarga del acuífero, aprovechando para ello los escurrimientos torrenciales que se producen en los arroyos del Distrito 66, como consecuencia de las lluvias.

I.2.- APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS SUPERFICIALES EN EL VALLE DE SANTO DOMINGO.

Los principales arroyos que cruzan el Valle de Santo Domingo B.C.S. son el arroyo 157, Las Bramonas y Santo Domingo.

Todos estos arroyos se originan en la sierra de la Giganta al este del valle y definen dentro de la zona de cultivos tres cuencas hidrográficas: la cuenca de los Llanos de Iray, la del arroyo las Bramonas y la del arroyo Santo Domingo.

Las fuertes pendientes topográficas que existen en los orígenes de estos arroyos, hacen que los escurrimientos producto de la lluvia adquieran rápidamente velocidad en su descenso por lo que éstas avenidas son de corta duración, generalmente de 3 a 4 días.

Un alto porcentaje de los escurrimientos superficiales de la zona, que ocurren muy pocas veces al año durante la temporada de lluvias, se infiltran en el subsuelo. Es menos frecuente aún observar que los arroyos de esta región descarguen sus escurrimientos al mar. Lo anterior revela que una buena parte del volumen escurrido se infiltra al subsuelo a lo largo del cauce.

Se han hecho intentos de provocar la infiltración artificial de las avenidas de los arroyos en la zona de transición entre la sierra y la planicie, pero debido a la velocidad con que bajan las aguas, éstas han destruído los bordos transversales al sentido de la corriente, que han sido construídos con objeto de

dilatar los escurrimientos mencionados.

En el Valle de Sto. Domingo, B.C.S. prácticamente no se hacen aprovechamientos directos de las aguas superficiales para fines agrícolas.

I.3.- APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS DE AGUAS SUBTERRANEAS EN EL VALLE DE SANTO DOMINGO.

En este valle, durante el ciclo agrícola 1967 - 1968 se tenían registrados 514 pozos destinados a usos agrícolas de los cuales operaron 511. En el ciclo de 1968 - 1969 se tenían registrados 516 pozos de los cuales operaron 510.

Los volúmenes extraídos en el período 1956 - 1969 que a continuación se consignan han sido calculados en base a las superficies cultivadas y a láminas de riego promedio aplicadas.

| <u>Ciclo Agrícola</u> | <u>Superficie</u> <u>Cultivada</u> (has) | <u>Volúmen</u> <u>Extraído</u> ($10^6 \text{ m}^3/\text{año}$) | <u>Lámina de</u> <u>Riego</u> (m) |
|-----------------------|--|--|---|
| 1956-1957 | 26 000 | 234 | .90 |
| 1957-1958 | 21 220 | 191 | .90 |
| 1958-1959 | 16 980 | 153 | .90 |
| 1959-1960 | 14 000 | 126 | .90 |
| 1960-1961 | 19 000 | 171 | .90 |
| 1961-1962 | 23 000 | 207 | .90 |
| 1962-1963 | 26 000 | 234 | .90 |

| | | | |
|-----------|--------|-----|-----|
| 1963-1964 | 30 000 | 270 | .90 |
| 1964-1965 | 35 473 | 319 | .90 |
| 1965-1966 | 37 780 | 357 | .95 |
| 1966-1967 | 37 260 | 315 | .85 |
| 1967-1968 | 35 029 | 286 | .82 |
| 1968-1969 | 36 076 | 339 | .94 |

para 1973 y 1977 se estimaron extracciones medias anuales de 300 y 295 millones de m^3 respectivamente.

De los datos anteriores se puede observar que aún cuando la veda decretada para este acuífero empezó a surtir efecto en 1960, la sobreexplotación continuó durante los años posteriores (la mayor estimación que se ha hecho del rendimiento permanente seguro del acuífero es de 150 millones de m^3 /año).

Prácticamente la totalidad de las extracciones de aguas subterráneas en el valle de Sto. Domingo son destinadas al uso agrícola. Dentro de éste, incluidos los volúmenes para uso doméstico que hacen los agricultores y sus familias que viven junto a sus parcelas.

Existen 2 pozos cuyas aguas son destinadas al consumo doméstico municipal y se encuentran ubicados en los poblados de Villa Constitución y Villa Insurgentes. Estos pozos prácticamente trabajan en forma continua durante todo el año. Existe además otro pozo de uso industrial y municipal, ubicado en el puerto pesquero López Mateos, este pozo opera también prácticamente durante todo el año para abastecer de agua a los habitantes del poblado y suministrar

el agua necesaria a la planta empacadora de pescado ahí instalada.

En los trabajos geológicos desarrollados en el Valle de Santo Domingo y zonas circunvecinas, no se encontraron evidencias de la existencia de nuevos acuíferos, ya sea a mayores profundidades que los que están actualmente en explotación a bien en zonas vecinas al valle.

La principal fuente de recarga del acuífero del valle de Santo Domingo consiste en las filtraciones de las precipitaciones pluviales que se originan en la sierra La Giganta. Dichas precipitaciones encuentran zonas favorables para su infiltración en la misma sierra, y a lo largo de los cauces de los arroyos que existen en la región.

II.- CLIMATOLOGIA E HIDROMETRIA SUPERFICIAL DEL VALLE DE SANTO DOMINGO.

II.1.- CARACTERISTICAS CLIMATOLOGICAS Y DE PRECIPITACION EN EL VALLE DE SANTO DOMINGO.

El clima del valle de Santo Domingo es semi-desértico con lluvias escasas durante todo el año. La temperatura media anual en las estaciones de Santo Domingo y San Javier son respectivamente de 21.2 °C y 18.6 °C. Se han registrado en las estaciones antes citadas temperaturas extremas máximas de 45°C y 39°C. Las temperaturas mínimas extremas para estas mismas estaciones son de -4.0 °C y

0.0 °C.

Para aquellas estaciones en las que se cuenta con suficiente información pluviométrica y en las que por lo tanto se puede considerar que su precipitación media anual es aproximadamente estable, se han analizado por el método de polígono de Thiessen la distribución en la cuenca de la precipitación media anual. Los resultados obtenidos que a continuación se incluyen indican que la precipitación media anual en la cuenca de Santo Domingo es de 144.8 mm.

De manera semejante los análisis indican que la evaporación potencial es de 2 127 mm. anuales.

PRECIPITACION MEDIA ANUAL EN LA CUENCA
VALLE DE SANTO DOMINGO

Tabla II.1

| Estación | Precipitación Media Anual | Area (Km ²) | Porcentaje de Area % | Precipitación Ponderada (1X3) (mm) |
|------------------|------------------------------|----------------------------|----------------------------|--|
| San Javier | 288.650 | 1 736.8 | 13.57 | 39.17 |
| Santo Domingo | 94.064 | 933.2 | 7.29 | 6.86 |
| La Poza Honda | 146.086 | 2 314.4 | 18.08 | 26.41 |
| Las Cruces | 113.682 | 1 887.5 | 14.74 | 16.76 |
| La Angostura | 170.74 | 1 695.2 | 13.24 | 22.61 |
| El Aguajito | 208.186 | 188.8 | 1.47 | 3.06 |
| El Iraki | 187.081 | 864.0 | 6.75 | 12.63 |
| El Paso de Iritu | 181.605 | 2.88 | 0.02 | 0.04 |
| El Refugio | 69.9 | 3 006.4 | 23.48 | 16.41 |
| Pozo Grande | 63.1 | 174.0 | 1.36 | 0.86 |
| | 1 523.094 | 12 803.28 | 100.00 | 144.81 |

De la observación de los datos de precipitación registrados en las estaciones existentes en la cuenca, se puede deducir que en las cercanías de las costas son menores las precipitaciones (estación Santo Domingo y Las Cruces), mientras que estas son mayores al este del valle en las partes altas de la sierra La Giganta.

Se ha observado también en las estaciones cercanas de Comondú y La Purísima que el número de días al año con precipitación inapreciable (menor de 1 mm.) y apreciable (mayor de 1 mm.), es aproximadamente de 7 y 13 respectivamente.

La distribución mensual de la precipitación media en la Baja California Sur, es semejante en las diferentes estaciones climatológicas instaladas. Para la estación de Santo Domingo esta distribución es la siguiente:

Distribución Mensual de la precipitación

Media

| <u>Mes</u> | <u>Mínima</u> | <u>Máxima</u> | <u>Media</u> |
|------------|---------------|---------------|--------------|
| Enero | 0.0 | 125.0 | 18.7 |
| Febrero | 0.0 | 41.0 | 5.2 |
| Marzo | 0.0 | 25.0 | 2.5 |
| Abril | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| Mayo | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| Junio | 0.0 | 3.0 | 0.1 |
| Julio | 0.0 | 40.0 | 4.9 |
| Agosto | 0.0 | 134.6 | 15.1 |
| Septiembre | 0.0 | 131.5 | 17.6 |
| Octubre | 0.0 | 45.0 | 5.6 |

| | | | |
|-----------|-----|-------|------|
| Noviembre | 0.0 | 61.1 | 5.6 |
| Diciembre | 0.0 | 116.0 | 15.2 |

Las precipitaciones que ocurren en esta región del país tienen como característica importante su gran variación con respecto a la media anual. Para las estaciones de Comondú y La Purísima se han estimado los siguientes valores de la precipitación para las frecuencias de retorno indicadas.

| <u>precipitación</u> | <u>período de retorno</u> | | |
|----------------------|---------------------------|---------------|---------------|
| <u>(m.m.)</u> | <u>1.1 años</u> | <u>2 años</u> | <u>4 años</u> |
| Comondú | 38.0 | 134.9 | 222.1 |
| La Purísima | 25.0 | 90.5 | 160.4 |

La gran variación que presentan los valores de la precipitación media anual exige del diseño de grandes obras de control de a venidas para presas con capacidad del vaso relativamente pequeñas. Lo anterior hace que el costo de los bordos y presas en esta región sea relativamente mayor que en otros lugares del país.

La escasa precipitación que ocurre en el valle de Santo Domingo origina que la vegetación sea escasa y compuesta principalmente por plantas xerófitas. Por otra parte la alta evaporación po tencial y la baja precipitación pluvial, impiden la existencia de aguas estancadas superficiales y favorecen la resequedad del terre no y la baja humedad del medio ambiente.

Los factores anteriormente citados, nos muestran los inconve nientes que deben ser tomados en cuenta en la construcción de va -

sos de almacenamiento para regulación de las escasas avenidas de los arroyos existentes, ya que para áreas de embalse relativamente grandes y de poca profundidad las pérdidas por evaporación pueden ser de consideración. Esto aunado a la necesidad de construcción de obras relativamente grandes para el control de avenidas trae como consecuencia una baja eficiencia en el funcionamiento de los vasos de almacenamiento que puedan ser construidos en esta región y por lo tanto, su mayor costo.

II.2.- DISTRIBUCION MENSUAL DE LAS PRECIPITACIONES EN EL VALLE DE SANTO DOMINGO.

Se cuenta en la actualidad con 11 estaciones pluviométricas dentro de la cuenca de Santo Domingo ó en las cercanías de ellas. Su ubicación y altitud se muestra en la tabla II.2. La densidad de la red de estaciones pluviométricas en una cuenca con aproximadamente $12\ 800\ \text{Km}^2$ es baja, lo que causa grandes errores en la evaluación de la distribución de la precipitación. Algunas de las estaciones instaladas dentro de la cuenca. (roza Teresa, La Maquina y Km 22) se encuentran suspendidas en su funcionamiento y la duración de su operación (7 años, 9 años y 13 años), respectivamente no permiten el aprovechamiento de sus datos para el análisis de la distribución de la precipitación del valle de Sto. Domingo.

Para el calculo de los probables escurrimientos que se producen en los arroyos de la cuenca, sólo se pueden aprovechar los datos de estaciones climatológicas de aquellas estaciones en las que se cuenta en la actualidad con 20 ó más años de información. Esto garantiza que la variación de la media estadística sea peque-

VALLE DE SANTO DOMINGO

Tabla II.2

| Nombre de la Estación | Coordenadas | | | Período | Precipitación Media Anual (mm) |
|-----------------------|-------------|------------|---------|-----------|--------------------------------|
| | Latitud | Longitud | Altitud | | |
| San Javier | 25°53'52" | 111°34'30" | 435 | 1953-1980 | 288.650 |
| Poza Teresa | 25°48'30" | 111°34'00" | | 1962-1968 | 155.730 |
| Santo Domingo | 25°29'55" | 111°56'30" | 20 | 1953-1980 | 94.064 |
| La Poza Honda | 25°20'30" | 111°33'40" | 110 | 1952-1980 | 146.086 |
| La Máquina | 25°27'05" | 111°10'00" | 350 | 1964-1973 | (suspendida) |
| Las Cruces | 25°23'30" | 111°47'35" | 40 | 1952-1980 | 113.682 |
| Km. 211 | 25°00'55" | 111°40'30" | 45 | 1957-1969 | (suspendida) |
| La Angostura | 25°03'45" | 111°03'30" | 240 | 1960-1980 | 170.74 |
| El Aguajito | 24°56'50" | 111°03'15" | 170 | 1941-1980 | 208.186 |
| Iraki | 24°52'05" | 111°15'30" | 120 | 1946-1980 | 187.081 |
| El Paso de Iritu | 24°46'00" | 111°07'25" | 140 | 1941-1980 | 181.605 |

Ha comparada con la media real de la población.

La información estadística de precipitaciones recabada en la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, es la que a continuación se consigna.

Para la estimación de los escurrimientos en el arroyo San Luis, sobre el cual se encuentra el bordo de El Ihuagil, se tomó como representativa de lo que ocurre en la estación La Angostura. Esta se halla en las cercanías de este bordo y presenta características de precipitación semejantes a las que ocurren en las cuencas de captación de sus arroyos.

III.- GEOLOGIA DEL ACUIFERO DEL VALLE DE SANTO DOMINGO B.C.S.

III.1.- FISIOGRAFIA

Fisiográficamente la región se caracteriza por tener 3 franjas muy definidas, ubicadas paralelamente al eje de la península. La franja oriental, que es muy angosta comparada con la occidental en la que se tiene pendiente fuertes y acantilados. Las precipitaciones que ocurren en esta franja escurren hacia el Golfo de California. La franja central que es una zona montañosa definida por la sierra de La Giganta presenta elevaciones del orden de los 800 a 1000 m, estando formada por una serie de mesetas, las cuales han sido cubiertas por cejas de basaltos en las zonas altas y en las zonas medias e inferiores de la citada sierra por conglomerados y derrames en que se ha formado un drenaje dentrítico. El conjunto de arroyos que drenan la sierra, han dejado en ella una serie de cañones en forma de "V" y restos de mesetas.

En esta región, debido a la baja permeabilidad del terreno, existen numerosos cauces de arroyos con pendientes iniciales altas. En ella se generan la mayor parte de los escurrimientos consecuencia de las precipitaciones que ocurren en las cuencas de captación de sus arroyos.

La franja occidental ó planicie costera está formada por una serie de lagunas y lomeríos, presentando alturas que oscilan entre los 0 y los 40 msnm. Las llanuras existentes son restos de antiguas lagunas y lomeríos corresponden a Dunas y Barchanes.

La franja occidental tiene pendientes del terreno pequeñas

lo que la hace muy propicia para las actividades agrícolas.

III.2.- TECTONICA Y SU INFLUENCIA EN LAS RELACIONES GEOHIDROLOGICAS.

Tectónicamente el área estudiada contiene 5 unidades principales: Maciso Marginal Oriental, Sinclinal Californiano, Alto de Santo Domingo, Sinclinal de la Soledad y Alto de la Magdalena.

El Maciso Marginal Oriental, está formado por granitos. Está localizado en la porción oriental de la región, sobre la sierra de La Giganta. No aflora en el resto del área por estar cubierto por la formación Comendú.

El Sinclinal Californiano, tiene una estructura sensiblemente paralela al Maciso Marginal Oriental, con dirección noroeste-sureste, subyace a toda el área del Distrito de Riego estando relleno por los materiales sedimentarios que forman el valle de Sto. Domingo (Formación salada).

El Alto de Santo Domingo, se localiza en la porción central del área estudiada, estando formada por sedimentos del terciario inferior, al igual que el Sinclinal Californiano su dirección es noroeste-sureste, probablemente el flanco oriental de esta estructura se encuentra fallando dado que la formación salada denota un incremento de espesor en el citado flanco.

El Sinclinal de la Soledad, tiene la misma dirección que el Sinclinal Californiano y sus rocas pertenecen al terciario infe--

rior.

El Alto de la Magdalena, tiene el mismo rumbo noroeste-sur--este de las demás estructuras. Está formado por rocas del terciario inferior y rocas del cretácico.

La influencia de la tectónica en la geohidrología, se advierte en la relación que existe entre los espesores de la formación salada (principal acuífero de la zona) y las estructuras geológicas que le subyacen, que son : El Alto de Sto. Domingo, El Sinclinal de la Soledad y el Alto de la Magdalena.

Sobre El Alto de Santo Domingo la formación salada tiene un espesor menor y como consecuencia los pozos perforados en esta zona son de menor producción.

En los rellenos de la formación salada ubicados encima del Sinclinal de la Soledad, el espesor de éstos es mayor lo que origina una mayor capacidad de producción de agua.

Hacia el sureste los rellenos de la formación salada tienden a disminuir notablemente su espesor a medida que se aproxima al Alto de la Magdalena lo que crea la impresión de que este Alto funciona como una barrera al flujo subterráneo.

Se observa asimismo que las anteriores estructuras geológicas tienen un buzamiento en dirección noroeste de donde es posible deducir que la formación salada y reciente aumentan sus espesores en la misma dirección.

IV.- DETERMINACION DE LA RELACION PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO PARA EL SITIO DE CONSTRUCCION DEL BORDO.

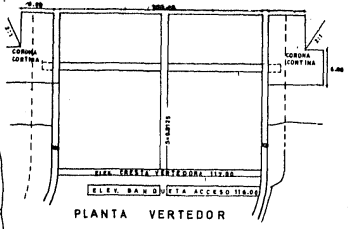
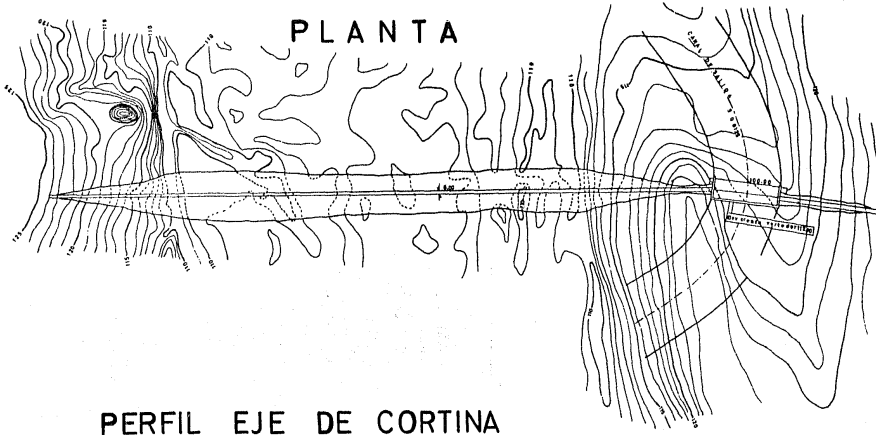
IV.1.- CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS DEL BORDO EL IHUAGIL, DEL VALLE DE SANTO DOMINGO, B.C.S.

Introducción

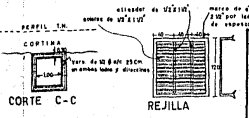
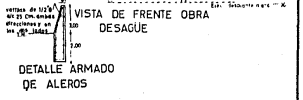
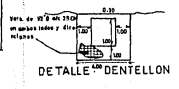
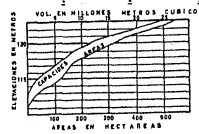
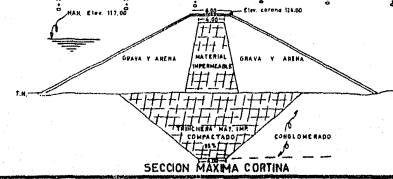
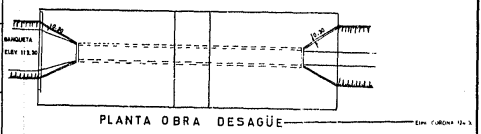
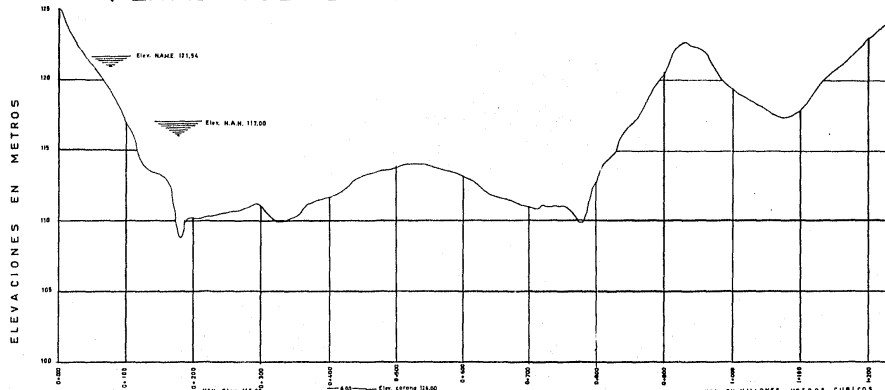
Como anteriormente se ha señalado, El Valle de Santo Domingo B.C.S. tiene un clima semidesértico con lluvias escasas durante todo el año. Al igual que en otras regiones de éste tipo, las precipitaciones que ocurren tienen como característica importante su gran variación con respecto a la media anual. Lo anterior exige del diseño de obras de gran capacidad para el control de avenidas con el fin de facilitar la salida de las crecientes que se generan en las cuencas de captación de los arroyos. Se ha señalado también con anterioridad el hecho de que la topografía de la región es tal que no permite la existencia de grandes vasos de almacenamiento.

La escasa información hidrológica e hidrométrica existente para esta región, crea asimismo dificultades en diseño de estructuras para la retención de escurrimientos, ya que el diseño de el bordo El Ihuagil, se ha hecho basándose en datos de precipitaciones ocurridas en una estación cercana y esta a su vez, mediante coeficientes, definen los escurrimientos que teóricamente ocurren en el lugar en donde se ubica la estructura antes citada.

La escasez de información hidrométrica origina también el empleo de métodos de diseño conservadores e incertidumbres y dudas



PERFIL EJE DE CORTINA



PROYECTO DEL BORDO "EL IHUAGIL"
Planta y Perfil

que se traducen muchas veces en ineficiencia y en ocasiones falla de las estructuras construídas

por los motivos anteriormente expuestos, es de esperarse que la obra planeada para el Valle de Santo Domingo, B.C.S. tenga un costo relativamente mayor que en otros lugares del país en los que no existen los problemas que se han señalado con anterioridad.

IV.1.1.- CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL BORDO "EL IHUAGIL"

Esta obra que almacenará los escurrimientos del arroyo San Luis, afluente de las Bramonas es un bordo de materiales graduados de 1,060 m. de longitud y una altura máxima de 15 m. desde el cauce. Se encuentra en el municipio de Comondú, B.C.S. Sus características principales son las que a continuación se mencionan:

Cortina:

La cortina tendrá una longitud de 1,060 m. y altura máxima desde el cauce de 15 m. Su capacidad de almacenamiento es de 5 millones de metros cúbicos, de los cuales 0.50 millones corresponden al almacenamiento de azolves.

La sección del bordo será de materiales graduados con ancho de corona de 6.00 m. y taludes 2:1. El corazón impermeable tendrá un ancho de corona de 4.00 m. y taludes 0.5:1, respaldado de reza hasta un talud de 2:1 y protegido con enrocamiento de 1.00 m. de espesor en ambos taludes.

Vertedor y Tajo de Desvío:

El vertedor estará alojado en un puerto contiguo a la cortina. Es del tipo de Cnal de Descarga Libre con la sección de control formada por un canal con pendiente mayor que la crítica. Su plantilla será formada por 2 dentellones a cada 10 m. cada uno, cubriendo con enrocamiento de 1 m. de espesor el espacio entre ellos. Los dentellones serán desplantados en terreno firme.

El gasto de la avenida máxima probable es de $1,700 \text{ m}^3/\text{seg}$. Este gasto coincide con la capacidad de descarga del vertedor, lo que indica que no se considera capacidad de regulación al vaso.

Las características del vertedor son:

| | | |
|--------------------------|-----------|------------------------------------|
| Longitud | - - - - - | 100 m. |
| Coefficiente de descarga | - - - - | 1.74 |
| Carga sobre la cresta | - - - - - | 4.54 m. |
| Gasto | - - - - - | $1,700.0 \text{ m}^3/\text{seg}$: |

La sección del tajo de desvío tiene las siguientes características:

| | Sin funcionar el vertedor | Funcionando el vertedor |
|---------------------------|------------------------------|----------------------------|
| Ancho de plantilla | - - - - - 8.00 m. | - - - - - 8.00 m. |
| Taludes | - - - - - 0.75:1 | - - - - - 0.75:1 |
| pendiente | - - - - - 0.0025 | - - - - - 0.0025 |
| Coefficiente de rugosidad | - - 0.028 | - - - - - 0.028 |
| Tirante | - - - - - 1.50 m. | - - - - - 4.00 m. |

Gasto - - - - - 37 m³/seg. - - - - - 147.5 m³/seg.

Obra de desagüe:

Está localizada en la estación 0 + 810 a la elevación 113.30 m.s.n.m. Consiste de un cajón de concreto armado de 0.30 m. de espesor en sus paredes. Su funcionamiento a carga máxima está dado por los siguientes parámetros:

Sección - - - - - 2.00 X 2.00 m.

Area - - - - - 4.00 m²

Carga máxima - - - - - 7.00 m.

Gasto máximo - - - - - 29.00 m³/seg.

Resumen Hidrológico del Bordo El Ihuagil.

| Corriente aprovechada | Arroyo San Luis |
|-------------------------------------|--------------------------|
| Area de la cuenca - - - - - | 545.6 Km ² |
| precipitación media anual - - - - - | 175.0 mm. |
| (Isoyetas) | |
| precipitación media anual - - - - - | 171.0 mm. |
| (E. Base) | |
| Escurrimiento medio anual - - - - - | 4,598,950 m ³ |
| Capacidad total - - - - - | 5,000,000 m ³ |
| Capacidad de azolves - - - - - | 500,000 m ³ |
| Elevación N.A.N. - - - - - | 117.00 msnm |
| Longitud de cortina - - - - - | 1,060.00 m |
| Elevación de corona - - - - - | 124.00 msnm |

| | |
|---|-------------------------------|
| Elevación de azolves - - - - - | 112.50 msnm |
| Altura desde el cauce - - - - - | 11.00 m |
| Avenida máxima probable - - - - - | -1,700.00 m ³ /seg |
| Longitud de la cresta vertedora - - - - - | 100.00 m |
| Carga sobre la cresta - - - - - | 4.54 m |
| Elevación N.A.M.E. - - - - - | 121.54 msnm |
| Elevación de la toma - - - - - | 113.30 msnm |
| Gasto de la toma (carga máxima) - - - - - | 29.00 m ³ /seg |

IV.2.- ESTABLECIMIENTO DE LA RELACION LLUVIA - ESCURRIMIENTO.

Un factor de gran importancia en la distribución de las precipitaciones en el Valle de Sto. Domingo es la influencia que ejerce la orografía del lugar.

Se ha observado de los datos recabados en las diferentes estaciones pluviométricas, que la precipitación es menor en la costa y en las planicies del valle, incrementandose está en las zonas montañosas.

Tomando en cuenta lo anterior, para la estimación de la precipitación media en la cuenca, además de considerar en forma aproximada la isoyetas, se procuró escoger una estación base, representativa.

Es conveniente hacer notar que en la elección de la estación base, se tomó también en cuenta el tiempo de registro de datos pluviométricos de cada estación ya que como se sabe, el intervalo de confianza de la precipitación media es menor cuanto mayor es la longitud del registro de datos de lluvia. La estación tomada como base, cuenta con más de 20 años de observaciones lo que garantiza su

representatividad.

Para determinar el volumen escurrido en la cuenca, se consideró un coeficiente de escurrimiento (C_e), de 3.8 % para la precipitación media.

IV.2.1.- PROCEDIMIENTO DE CALCULO

El volumen escurrido mensualmente se determinara mediante la siguiente expresión:

$$V_e = A_c \times h_p \times F \times C_e$$

Donde:

A_c = Area de la cuenca en m^2

h_p = precipitación media mensual en m.

F = precipitación de isoyetas/precipitación estación base

C_e = Coeficiente de escurrimiento, valor considerado constante para cada año en particular. Es función de la precipitación del año y de la precipitación media anual.

La concentración de resultados de volúmenes escurridos al vaso del bordo El Inuagil, se anexa a continuación en forma tubular.

En esta tabla se indica el año y mes para el cual se ejecutaron los cálculos, así como el período de tiempo empleado. En la parte inferior de la concentración de volúmenes escurridos se incluye el escurrimiento medio anual estimado, correspondiente a la cuenca.

DATOS DE VOLUMEN ESCURRIDO (miles M3)

PERIODO 1960 - 1979

| AÑOS | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | ANUAL |
|------|--------|--------|--------|-----|--------|-----|------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1960 | 550.05 | 212.93 | 57.67 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1441.70 | 7683.15 | 2395.44 | 1266.44 | 0.0 | 1822.00 | 15845.0 |
| 1961 | 547.74 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 124.92 | 1739.32 | 470.87 | 0.0 | 0.0 | 96.09 | 2979.0 |
| 1962 | 476.37 | 126.38 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 97.26 | 1584.60 | 0.0 | 0.0 | 758.28 | 3043.0 |
| 1963 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 4083.92 | 2260.19 | 857.31 | 280.57 | 46.76 | 233.81 | 7825.0 |
| 1964 | 0.0 | 0.0 | 82.69 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1211.38 | 754.53 | 237.73 | 661.50 | 0.0 | 496.13 | 3444.0 |
| 1965 | 156.55 | 287.00 | 13.04 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 78.27 | 2290.79 | 730.55 | 0.0 | 0.0 | 1930.73 | 6487.0 |
| 1966 | 9.83 | 94.40 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 2015.76 | 918.40 | 0.0 | 0.0 | 78.68 | 3117.0 |
| 1967 | 125.34 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 465.56 | 3387.81 | 1074.36 | 2728.87 | 1110.17 | 1432.48 | 10324.0 |
| 1968 | 856.01 | 254.98 | 127.49 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 202.16 | 397.04 | 0.0 | 837.80 | 0.0 | 0.0 | 2675.0 |
| 1969 | 11.90 | 9.52 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 245.92 | 0.0 | 40.46 | 182.46 | 0.0 | 17.45 | 508.0 |
| 1970 | 0.0 | 0.0 | 85.28 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 32.27 | 170.51 | 6.09 | 0.0 | 6.09 | 300.0 |
| 1971 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 859.09 | 0.0 | 56.15 | 0.0 | 101.07 | 1016.0 |
| 1972 | 150.18 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 150.18 | 3322.64 | 1276.50 | 5181.07 | 563.16 | 713.34 | 11357.0 |
| 1973 | 36.87 | 417.89 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 36.87 | 86.04 | 651.42 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1229.0 |
| 1974 | 81.01 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 54.28 | 51.85 | 226.23 | 0.0 | 67.24 | 48.61 | 530.0 |
| 1975 | 401.26 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 190.07 | 527.97 | 2407.57 | 0.0 | 0.0 | 63.36 | 3520.0 |
| 1976 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 3123.25 | 2064.96 | 0.0 | 0.0 | 180.68 | 5369.0 |
| 1977 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 19.70 | 2.64 | 2.16 | 21.62 | 0.00 | 46.0 |
| 1978 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1258.06 | 815.41 | 1467.74 | 11.66 | 0.0 | 815.41 | 4368.0 |
| 1979 | 3363.2 | 266.38 | 0.0 | 0.0 | 732.56 | 0.0 | 332.98 | 1065.54 | 2933.57 | 0.0 | 0.0 | 233.09 | 8927.0 |
| | | | | | | | Escorrentamiento Medio Anual | | | | | | 4690.96 |

IV.3.- CALCULO DEL HIDROGRAMA DE SALIDA DE LA PRESA EN FUNCION DE DERRAMES Y DESFOGUES.

Para el cálculo del hidrograma de salida del vaso, se hizo el correspondiente tránsito de avenidas por el embalse.

En las ecuaciones de continuidad aplicables, se ha considerado que, por ser cuenca de área pequeña, sin gran error se puede aceptar que el escurrimiento se genera en un corto período de tiempo, sin producir derrames y desfuegos. A partir de ésta hipótesis, la ecuación de continuidad aplicable para el tránsito de avenidas por embalse es:

$$\frac{2S_1}{dt} - Q_{01} = \frac{2S_2}{dt} + Q_{02} \quad \text{Ec. (IV.3.1.)}$$

En donde:

- Q_{01} = Caudal de salida al inicio del intervalo de tiempo (m^3/seg).
- Q_{02} = Caudal de salida al final del intervalo de tiempo (m^3/seg).
- S_1 = Almacenamiento al inicio del intervalo de tiempo (m^3).
- S_2 = Almacenamiento al final del intervalo de tiempo (m^3).
- dt = Intervalo de tiempo (seg.)

Para la aplicación práctica de la ecuación (IV.3.1) se requiere contar con la curva ELEVACIONES - AREAS - CAPACIDADES del vaso.

A continuación se explica brevemente la solución dada a esta ecuación para el bordo.

Se analizó la ecuación de continuidad (IV.3.1.) para las siguientes condiciones:

a).- Funcionamiento del vertedor.

Se consideró que el vaso se vacía desde el N.A.M.E. (121.00 m.s.n.m.) hasta el N.A.N. (117.00 m.s.n.m.).

$$\text{Vertedor Rectangular } Q = CLH^{3/2} \quad \text{Ec. (IV.3.2)}$$

Q = Gasto del vertedor ($m^3/\text{seg.}$)

C = Constante de gasto del vertedor: 1.74

L = Longitud de la cresta vertedora = 100 m.

H = Carga sobre la cresta. La carga máxima es de 4.54 m.

b).- Funcionamiento de un desfogue de 2 X 2 m. de sección (4 m² de área).

Se analizó el vaciado del vaso desde el N.A.N. hasta la capacidad muerta.

Para valuar el gasto del desfogue se aplicaron las siguientes consideraciones.

b.1.- Para $H/e \geq 2$, funciona como orificio

$$Q = C_d A \sqrt{2gh} \quad \text{Ec. (IV.3.3.)}$$

b.2.- Para $H/a < 2$, funciona como vertedor

$$Q = CL(H)^{3/2} \quad \text{Ec. (IV.3.4.)}$$

En estas ecuaciones:

C_d = Coeficiente de contracción del orificio = 0.635

A = Area del orificio: 4 m²

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg²

a = Dimensión vertical del orificio = 2 m.

h = Carga hidráulica medida a partir del centro del orificio.

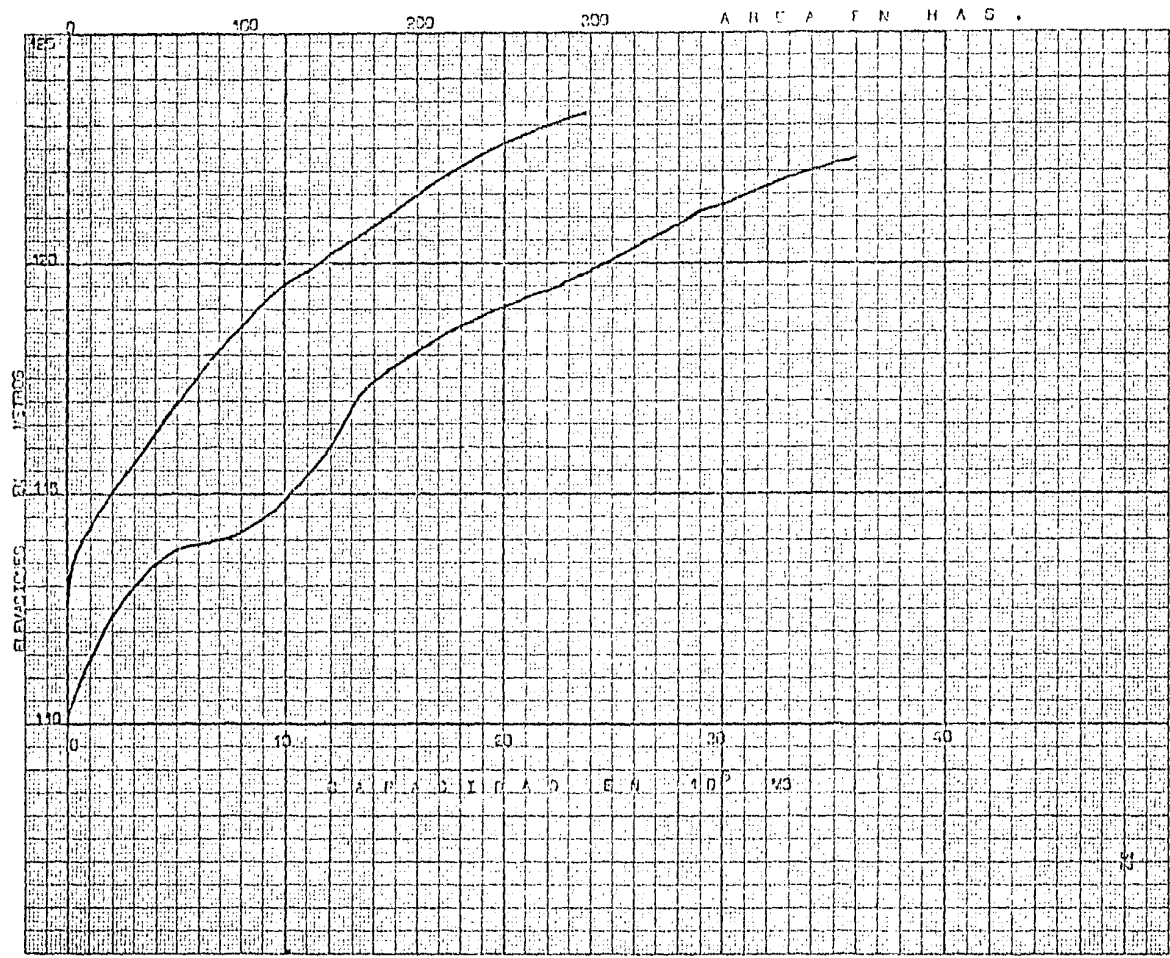
H = Carga hidráulica medida desde la base del orificio.

c).- Funcionamiento de un desfogue de 1 X 1 m. de sección (1 m² de área).

Se analizó el vaciado del vaso desde el N.A.N. hasta la capacidad muerta.

Para cada una de las 3 aplicaciones de las ecuaciones de continuidad se obtuvieron las curvas.

Gastos - tiempo (Q - t) y Elevaciones - Gastos (H - Q)



TRANSITO DE AVENIDAS POR EL VASO

funcionamiento del vertedor

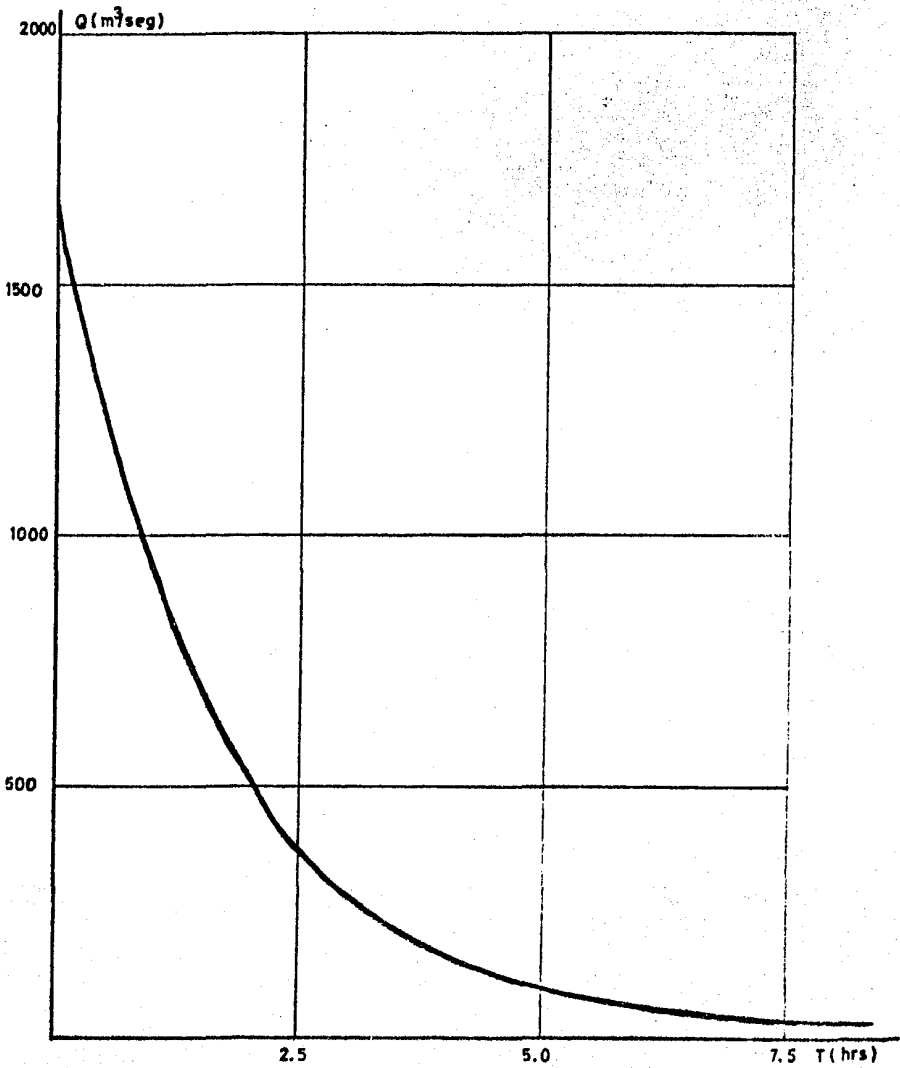
| H_1 (m) | Q_1 (m ³ /seg) | S_1 (10 ⁶ m ³) | $2S_1/dt$ | $2S_1/dt - Q_1$ | H_2 (m) | Q_2 (m ³ /seg) | S_2 (10 ⁶ m ³) | $2S_2/dt$ | $2S_2/dt + Q_2$ |
|-----------|-----------------------------|---|-----------|-----------------|-----------|-----------------------------|---|-----------|-----------------|
| 4.54 | dt=900 seg 1683.19 | 16.180 | | 34272.37 | 4.02 | 1402.45 | 14.810205 | | 34314.02 |
| 4.02 | dt=900 seg 1402.45 | 14.810205 | | 31509.12 | 3.65 | 1213.36 | 13.644272 | | 31533.96 |
| 3.65 | dt=900 seg 1213.36 | 13.644272 | | 29107.28 | 3.32 | 1052.58 | 12.633133 | | 29126.21 |
| 3.32 | dt=900 seg 1052.58 | 12.633133 | | 27021.05 | 3.04 | 922.27 | 11.760722 | | 27057.21 |
| 3.04 | dt=900 seg 922.27 | 11.760722 | | 25212.66 | 2.79 | 810.88 | 10.986673 | | 25225.71 |
| 2.79 | dt=1800 seg 810.88 | 10.986673 | | 11396.54 | 2.38 | 638.87 | 9.703502 | | 11420.54 |
| 2.38 | dt=1800 seg 638.87 | 9.703502 | | 10142.80 | 2.06 | 514.46 | 8.685584 | | 10165.11 |
| 2.06 | dt=1800 seg 514.46 | 8.685584 | | 9136.19 | 1.65 | 368.79 | 7.929107 | | 9178.91 |
| 1.65 | dt=1800 seg 368.79 | 7.929107 | | 8441.53 | 1.30 | 257.91 | 7.401549 | | 8481.85 |

TRANSITO DE AVENIDAS POR EL VASO

funcionamiento del vertedor

| H_1 (m) | Q_1 (m ³ /seg) | S_1 (10 ⁶ m ³) | $2S_1/dt$ | $2S_1/dt - Q_1$ | H_2 (m) | Q_2 (m ³ /seg) | S_2 (10 ⁶ m ³) | $2S_2/dt$ | $2S_2/dt + Q_2$ |
|-----------|-----------------------------|---|-----------|-----------------|-----------|-----------------------------|---|-----------|-----------------|
| 1.30 | dt=3600 seg 257.91 | 7.401549 | | 3854.06 | 0.92 | 153.54 | 6.744941 | | 3900.73 |
| 0.92 | dt=3600 seg 153.54 | 6.744941 | | 3593.65 | 0.68 | 97.57 | 6.344280 | | 3622.17 |
| 0.68 | dt=7200 seg 97.57 | 6.344280 | | 1664.73 | 0.45 | 52.53 | 5.890103 | | 1688.66 |
| 0.45 | dt=7200 seg 52.53 | 5.890103 | | 1583.61 | 0.31 | 30.03 | 5.627363 | | 1593.19 |
| 0.31 | dt=7200 seg 30.03 | 5.627363 | | 1533.12 | 0.23 | 19.19 | 5.463219 | | 1536.78 |
| 0.23 | dt=7200 seg 19.19 | 5.463219 | | 1498.37 | 0.18 | 13.29 | 5.357734 | | 1501.55 |
| 0.18 | dt=7200 seg 13.29 | 5.357734 | | 1474.97 | 0.15 | 10.11 | 5.290089 | | 1479.58 |
| 0.15 | dt=7200 seg 10.11 | 5.290089 | | 1459.36 | 0.12 | 7.23 | 5.233890 | | 1461.09 |

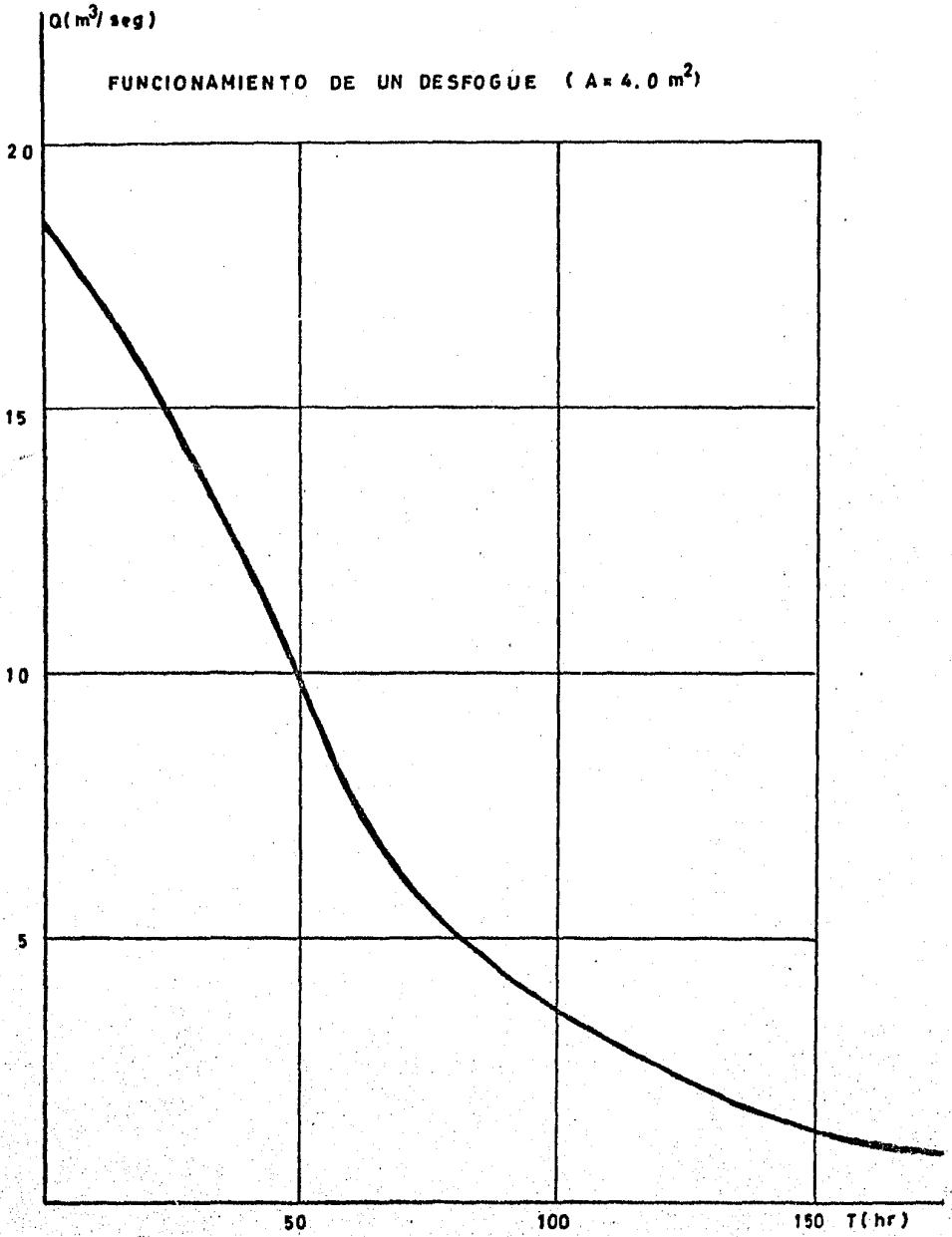
FUNCIONAMIENTO DEL VERTEDEDOR



TRANSITO DE AVENIDAS POR EL VADO desfogue de A = 4.00 m²

| H1 (m) | Q1(m ³ /seg.) | G1(10 ⁶ m ³) | 2S1/At | 2S1/At-Q1 | H2(m) | Q2(m ³ /seg) | G2(10 ⁶ m ³) | 2S2/At | 2S2/At+ Q2 |
|----------|--------------------------|-------------------------------------|---------|-----------|-------|-------------------------|-------------------------------------|---------|------------|
| 2.7 | At=3600 seg 18,496 | 5.00 | 2777.78 | 2759.30 | 2.65 | 18,324 | 4.94 | 2744.44 | 2762.30 |
| | At=36000seg 18,324 | | | | | | | | |
| 2.65 | At=36000 seg 17.00 | 4.30 | 238.89 | 221.89 | 1.86 | 15.35 | 3.70 | 205.85 | 220.91 |
| | At=36000 seg 15.35 | | | | | | | | |
| 1.86 | At=36000 seg 13.79 | 3.20 | 177.78 | 163.99 | 1.50 | 13.79 | 3.20 | 177.78 | 191.56 |
| | At=36000 seg 12.18 | | | | | | | | |
| 1.50 | At=36000 seg 12.18 | 2.7375 | 152.08 | 139.91 | 1.88 | 9.138 | 2.35 | 130.55 | 139.69 |
| | At=36000 seg 9.135 | | | | | | | | |
| 1.88 * | At=72000 seg 7.51 | 2.06 | 57.22 | 49.71 | 1.28 | 5.13 | 1.60 | 44.44 | 49.68 |
| | At=72000 seg 5.13 | | | | | | | | |
| 1.65 | At=72000 seg 3.54 | 1.28 | 35.55 | 32.01 | 0.77 | 2.40 | 1.05 | 29.44 | 31.84 |
| | At=72000 seg 2.40 | | | | | | | | |
| 1.28 | At=72000 seg 1.56 | 1.06 | 29.44 | 27.05 | 0.68 | 1.56 | 0.91 | 25.28 | 26.84 |
| | At=72000 seg 1.56 | | | | | | | | |
| 1.00 | At=72000 seg 1.11 | 0.91 | 25.28 | 23.71 | 0.46 | 1.11 | 0.80 | 22.22 | 23.33 |
| | At=72000 seg 1.11 | | | | | | | | |
| 0.77 | At=72000 seg 0.765 | 0.80 | 22.22 | 21.12 | 0.35 | 0.765 | 0.73 | 20.28 | 21.04 |
| | At=72000 seg 0.765 | | | | | | | | |
| 0.58 | At=72000 seg 0.635 | 0.73 | 20.28 | 19.51 | 0.30 | 0.582 | 0.675 | 18.75 | 19.33 |
| | At=72000 seg 0.635 | | | | | | | | |
| 0.46 | At=302400 seg 0.391 | 0.675 | 18.75 | 18.17 | 0.23 | 0.391 | 0.635 | 17.64 | 18.03 |
| | At=302400 seg 0.391 | | | | | | | | |
| 0.36 | | 0.635 | 4.20 | 3.81 | 0.15 | 0.210 | 0.54 | 3.87 | 3.78 |

*funciona como vertedor



TR ANBITO DE AVENIDAS EN EL VASO

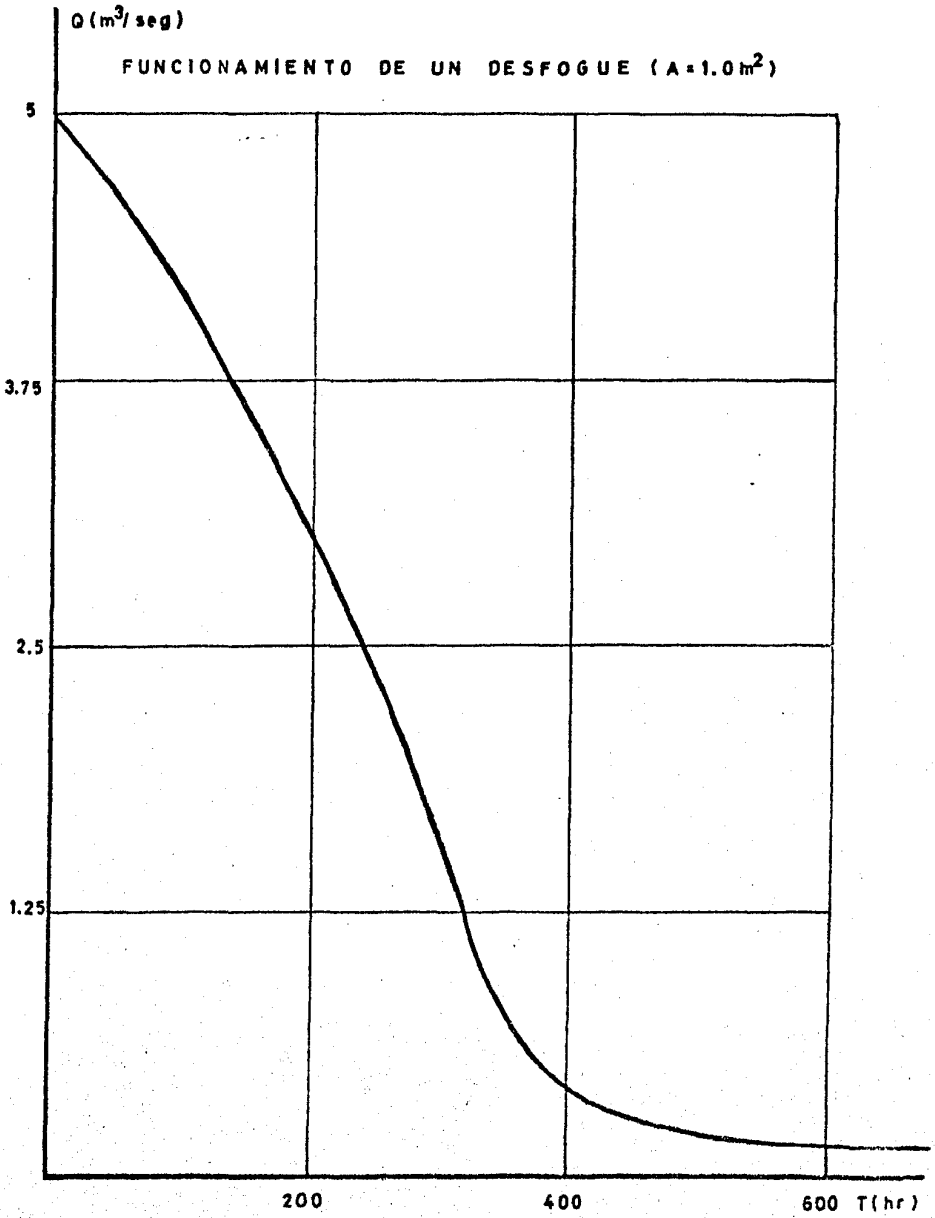
funcionamiento de una obra de desfogue (rectangular $A = 1.00 \text{ m}^2$)

| H_1 (m) | Q_1 (m^3/seg) | S_1 (10^5 m^3) | $2 S_1/dt - Q_1$ | H_2 (m) | Q_2 (m^3/seg) | S_2 (10^6 m^3) | $2 S_2/dt + Q_2$ |
|-----------|-----------------------------------|------------------------------|------------------|-----------|-----------------------------------|------------------------------|------------------|
| 3.2 | dt=72000 seg 5.03 | 5.00 | 133.85 | 2.98 | 4.86 | 4.644183 | 133.85 |
| 2.98 | dt=72000 seg 4.86 | 4.644183 | 124.15 | 2.76 | 4.68 | 4.301297 | 124.16 |
| 2.76 | dt=72000 seg 4.68 | 4.301297 | 114.81 | 2.56 | 4.50 | 3.971215 | 114.81 |
| 2.56 | dt=72000 seg 4.50 | 3.971215 | 105.81 | 2.35 | 4.31 | 3.654150 | 105.82 |
| 2.35 | dt=72000 seg 4.31 | 3.654150 | 97.19 | 2.16 | 4.14 | 3.350300 | 97.20 |
| 2.16 | dt=72000 seg 4.14 | 3.350300 | 88.93 | 1.99 | 3.99 | 3.061031 | 88.94 |
| 1.99 | dt=72000 seg 3.99 | 3.061031 | 81.12 | 1.72 | 3.69 | 2.788199 | 81.14 |
| 1.72 | dt=72000 seg 3.69 | 2.788199 | 73.76 | 1.53 | 3.48 | 2.530433 | 73.77 |
| 1.53 | dt=72000 seg 3.48 | 2.530433 | 66.81 | 1.34 | 3.26 | 2.288727 | 66.83 |
| 1.34 | dt=72000 seg 3.26 | 2.288727 | 60.32 | 1.17 | 3.04 | 2.062342 | 60.33 |
| 1.17 | dt=90000 seg 3.04 | 2.062342 | 42.79 | 0.98 | 2.79 | 1.801288 | 42.81 |
| 0.98 | dt=90000 seg 2.79 | 1.801288 | 37.24 | 0.77 | 2.47 | 1.565527 | 37.26 |
| 0.77 | dt=90000 seg 2.47 | 1.565527 | 32.32 | 0.58 | 2.14 | 1.359640 | 32*36 |

TRANSITO DE AVENIDAS EN EL VAGO

funcionamiento de una obra de desfogue (rectangular $A = 1.00 \text{ m}^2$)

| H_1 (m) | Q_1 (m^3/seg) | S_1 (10^6 m^3) | $2 S_1/dt - Q_1$ | H_2 (m) | Q_2 (m^3/seg) | S_2 (10^6 m^3) | $2 S_2/dt + Q_2$ |
|-----------|-----------------------------------|------------------------------|------------------|-----------|-----------------------------------|------------------------------|------------------|
| 0.58 | dt=108000 seg 2.14 | 1.359640 | 23.04 | 0.36 | 1.69 | 1.157946 | 23.13 |
| 0.36 | dt=108000 seg 1.69 | 1.157946 | 19.75 | 0.19 | 1.23 | 1.007914 | 19.69 |
| 0.19 | dt=108000 seg 1.23 | 1.007914 | 17.44 | 0.08 | 0.80 | 0.920184 | 17.64 |
| 0.08 | dt=90000 seg 0.80 | 0.920184 | 24.76 | 0.03 | 0.49 | 0.881399 | 24.97 |
| * 0.53 | dt=180000 seg 0.50 | 0.881399 | 9.29 | 0.42 | 0.33 | 0.806656 | 9.29 |
| 0.42 | dt=180000 seg 0.33 | 0.806656 | 8.63 | 0.35 | 0.27 | 0.753861 | 8.65 |
| 0.35 | dt=180000 seg 0.27 | 0.753861 | 8.11 | 0.30 | 0.21 | 0.712300 | 8.13 |
| 0.30 | dt=252000 seg 0.21 | 0.712300 | 5.44 | 0.23 | 0.14 | 0.670734 | 5.47 |
| 0.23 | dt=324000 seg 0.14 | 0.670734 | 4.00 | 0.18 | 0.10 | 0.634025 | 4.01 |
| 0.18 | dt=324000 seg 0.10 | 0.634025 | 3.81 | 0.15 | 0.08 | 0.606910 | 3.82 |
| 0.15 | dt=324000 seg 0.08 | 0.606910 | 3.67 | 0.11 | 0.05 | 0.588015 | 3.68 |
| 0.11 | dt=324000 seg 0.05 | 0.588015 | 3.58 | 0.09 | 0.04 | 0.575566 | 3.59 |
| | (* Funciona como vertedor) | | | | | | 39 |



TRANSITO DE AVENIDAS EN EL VASO

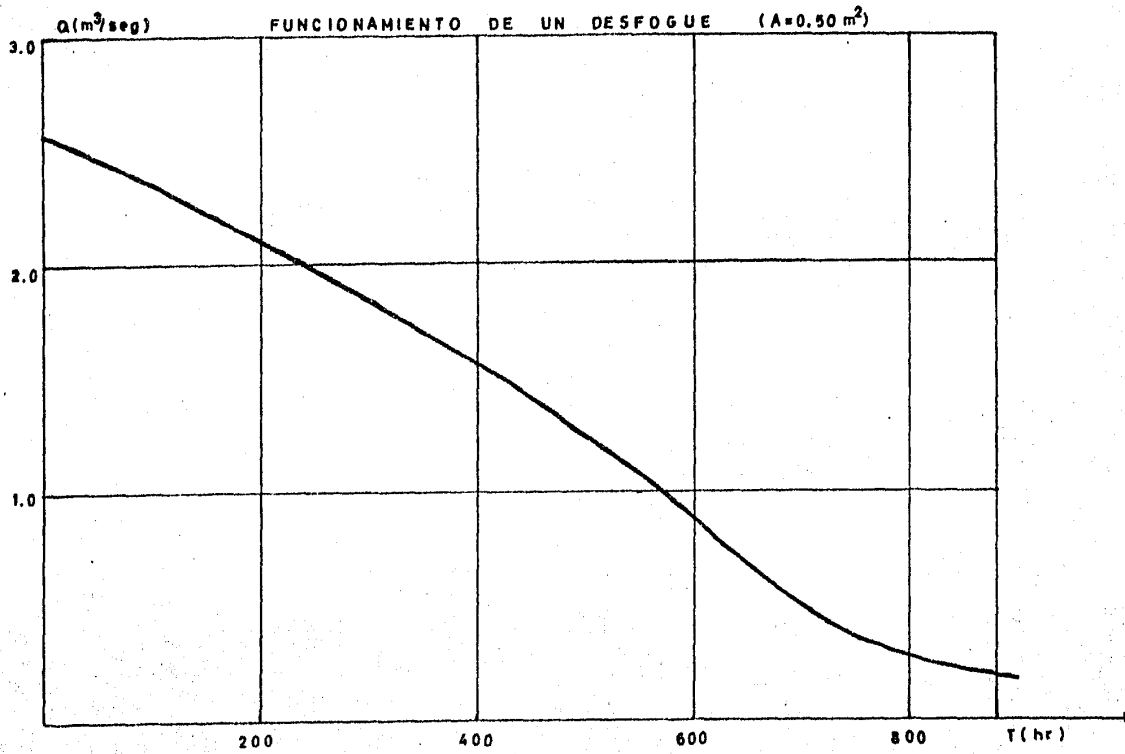
funcionamiento de una obra de desfogue (rectangular A = 0.5 m²)

| H ₁ (m) | Q ₁ (m ³ /seg) | S ₁ (10 ⁶ m ³) | 2S ₁ /dt - Q ₁ | H ₂ (m) | Q ₂ (m ³ /seg) | S ₂ (10 ⁶ m ³) | 2S ₂ /dt + Q ₂ |
|--------------------|--------------------------------------|--|--------------------------------------|--------------------|--------------------------------------|--|--------------------------------------|
| 3.3465 | dt=90000 seg 2.574 | 5.000 | 109.537 | 3.210 | 2.521 | 4.771490 | 109.554 |
| 3.210 | dt=90000 seg 2.521 | 4.771490 | 103.512 | 3.075 | 2.457 | 4.547531 | 103.524 |
| 3.075 | dt=90000 seg 2.457 | 4.547531 | 98.589 | 2.943 | 2.414 | 4.328191 | 98.596 |
| 2.943 | dt=90000 seg 2.414 | 4.328191 | 93.768 | 2.795 | 2.352 | 4.113863 | 93.772 |
| 2.795 | dt=90000 seg 2.352 | 4.113863 | 89.057 | 2.660 | 2.295 | 3.904837 | 89.059 |
| 2.660 | dt=90000 seg 2.295 | 3.904837 | 84.479 | 2.520 | 2.234 | 3.702532 | 84.482 |
| 2.520 | dt=90000 seg 2.234 | 3.702532 | 80.045 | 2.385 | 2.173 | 3.504256 | 80.046 |
| 2.385 | dt=90000 seg 2.173 | 3.504256 | 75.700 | 2.239 | 2.105 | 3.311958 | 75.705 |
| 2.239 | dt=90000 seg 2.105 | 3.311958 | 71.454 | 2.234 | 2.103 | 3.124447 | 71.535 |
| 2.234 | dt=180000 seg 2.103 | 3.124447 | 32.613 | 1.859 | 1.918 | 2.765744 | 32.649 |
| 1.859 | dt=180000 seg 1.918 | 2.765744 | 28.612 | 1.597 | 1.778 | 2.434410 | 28.827 |
| 1.597 | dt=180000 seg 1.778 | 2.434410 | 25.271 | 1.354 | 1.637 | 2.128243 | 25.284 |
| 1.354 | dt=180000 seg 1.637 | 2.128243 | 22.010 | 1.137 | 1.500 | 1.848072 | 22.035 |
| 1.137 | dt=180000 seg 1.500 | 1.848072 | 19.034 | 0.919 | 1.349 | 1.591137 | 19.028 |

TRANSITO DE AVENIDAS EN EL VAGO

funcionamiento de una obra de desfogue (rectangular $A = 0.5 \text{ m}^2$)

| H_1 (m) | Q_1 (m ³ /seg) | θ_1 (10 ⁶ m ³) | $2\theta_1/dt - Q_1$ | H_2 (m) | Q_2 (m ³ /seg) | θ_2 (10 ⁶ m ³) | $2\theta_2/dt + Q_2$ |
|-----------|-----------------------------|--|----------------------|-----------|-----------------------------|--|----------------------|
| 0.919 | dt=180000 seg 1.349 | 1.591137 | 16.330 | 0.696 | 1.174 | 1.369507 | 16.391 |
| 0.696 | dt=180000 seg 1.174 | 1.369507 | 14.043 | 0.502 | 0.997 | 1.171643 | 14.016 |
| 0.502 | dt=180000 seg 0.997 | 1.171643 | 12.021 | 0.323 | 0.802 | 1.012558 | 12.057 |
| 0.678 | dt=180000 seg 0.789 | (funciona como vertedor) 1.012558 | 10.461 | 0.545 | 0.571 | 0.693793 | 10.237 |
| 0.545 | dt=180000 seg 0.571 | 0.693793 | 9.351 | 0.456 | 0.435 | 0.605308 | 9.363 |
| 0.456 | dt=180000 seg 0.435 | 0.605308 | 8.513 | 0.368 | 0.316 | 0.740939 | 8.549 |
| 0.368 | dt=180000 seg 0.316 | 0.740939 | 7.917 | 0.313 | 0.248 | 0.691574 | 7.932 |
| 0.313 | dt=180000 seg 0.248 | 0.691574 | 7.437 | 0.260 | 0.188 | 0.654328 | 7.468 |



IV.4.- ESTABLECIMIENTO DE LAS RELACIONES ESCURRIMIENTO - INFILTRACION PARA LOS CAUCES DE LOS ARROYOS Y LOS SITIOS SELECCIONADOS PARA LA CONSTRUCCION DE OBRAS COMPLEMENTARIAS.

Introducción.-

Esquemáticamente en todo acuífero libre es posible distinguir dos zonas principales: la de saturación, en la cual el suelo se encuentra totalmente saturado y la de aereación, en la que el suelo se encuentra parcialmente saturado.

En un cauce natural (arroyo, río ó canal de tierra), la infiltración, en la zona de aereación del acuífero que se encuentra bajo él, se inicia tan pronto como comienza el flujo de agua en el cauce. Bajo éste, se forma un bulbo saturado de suelo que gradualmente incrementa sus dimensiones hacia abajo y hacia los lados.

El movimiento de las aguas infiltradas en el bulbo saturado se realiza principalmente en la dirección vertical por lo que es posible despreciar las componentes horizontales de la velocidad de filtración. No obstante, con el fin de tomar en cuenta de alguna manera la influencia del movimiento horizontal del flujo, se utilizarán los resultados obtenidos en los análisis de flujo establecido en canales.

El movimiento del agua en la etapa de saturación, en la que se forma el bulbo bajo el canal, tiene un carácter transitorio.

Trabajos experimentales realizados muestran que el movimiento que se produce es tal que el bulbo saturado se mantiene dentro

de los límites definidos por el movimiento estacionario. De lo anterior se deduce que el desplazamiento horizontal del flujo es menor que el que se produce en flujo establecido.

para analizar lo que sucede en la etapa de saturación, es conveniente considerar que cualquier cauce puede ser representado por un canal rectangular de profundidad h_0 y ancho de la base $B = B_0 + A h_0$.

A es un coeficiente de dispersión lateral del flujo determinando en base a la solución de V.V. Vedernecov para flujo establecido en canales de sección trapezoidal. El incremento del ancho del canal en $A h_0$ toma en cuenta aproximadamente la influencia de la dispersión lateral del flujo.

para el análisis de la primera etapa de saturación del suelo bajo del canal, la ecuación diferencial que define el movimiento del agua es:

$$e \frac{dy}{dt} = K \frac{h_0 + y + H}{y}$$

En donde:

e = porosidad efectiva del acuífero

K = Coeficiente de permeabilidad del suelo

$H = (0.5 - 0.7) H_c$; H_c = elevación capilar del agua en el suelo

y = Coordenada vertical medida, tomando como origen el fondo del canal.

Al resolver esta ecuación diferencial se obtiene:

1).- Tiempo necesario para que el suelo se sature hasta la profun-

didad "y".

- 2).- Gasto que se infiltra desde el cauce, por unidad de longitud para cualquier momento del tiempo.
- 3).- Gasto medio durante la etapa de saturación.

Una vez que la profundidad "y" coincide con la profundidad del nivel freático del acuífero, la etapa de saturación concluye iniciándose la segunda etapa: la dispersión del domo de saturación en el acuífero.

En esta segunda etapa, los gastos de infiltración se calculan tomando como base el esquema de un acuífero libre que se extiende en dirección perpendicular al cauce hasta el infinito. Se consideró así mismo que es válida la aproximación lineal de un acuífero libre por ser el tirante del domo de recarga mucho menor que el ancho del acuífero.

Para el cálculo del volumen que se infiltra a lo largo del cauce se procedió conforme a la siguiente secuencia del cálculo:

- 1.- Se generaron los datos de volúmenes escurridos hacia la presa.
- 2.- Se calculó la curva de vaciado del vaso desde el N.A.N. hasta la capacidad muerta (curva $Q - t$).
- 3.- En función de los datos topográficos disponibles se definió, un cauce medio del arroyo, aproximándolo a la forma trapecial. Así mismo se estimó la pendiente media del cauce en base a la información existente
- 4.- Con la información geológica y geohidrológica recabada

se obtuvo la forma y dimensiones aproximadas del acuífero a lo largo del cauce.

- 5.- Conocida la curva de vaciado del bordo se definió la curva Tirante - Tiempo del canal, al pie de la presa. Para ello se consideró que el flujo en el cauce es uniforme y puede ser aplicada la fórmula de Manning.

En las secuencias de cálculo utilizada se considera válido el principio de superposición de causas y efectos aceptándose además que los valores medios de los parámetros en un intervalo de tiempo son representativos de lo que sucede a lo largo de este intervalo. Esta última hipótesis fue comprobada cada vez en que fue necesario utilizarla.

En la determinación del volumen de recarga es conveniente aclarar que se procedió en general tomando criterios conservadores en la definición de todos los parámetros. Esto se hizo con el fin de tener un coeficiente de seguridad en la valuación de la infiltración que se producirá a lo largo del cauce. Entre los parámetros que se tomaron en forma conservadora podemos citar los sig:

- 1.- El coeficiente de permeabilidad se valuó para la temperatura de 20° . En la época en que se efecturán las recargas la temperatura media diaria es superior a 20° y por lo tanto el coeficiente de permeabilidad será mayor.
- 2.- se consideró como porosidad efectiva del acuífero bajo el cauce del arroyo el valor de 0.10. Para materiales aluviales finos la porosidad efectiva es del orden de 0.20.

- 3.- se procuró que el gasto desfogado por el bordo fuera tal que la infiltración se produjera en aproximadamente el 50 % de la longitud del cauce.
- 4.- El ancho del cauce empleado en los cálculos es pequeño comparado con las dimensiones reales de la sección transversal del arroyo.

Para la valuación del volumen de recarga infiltrado en el arroyo se programaron en una calculadora HX-97 las siguientes actividades.

- 1.- Cálculo de tirantes en canales trapeciales por aproximaciones sucesivas empleando el método de Newton- Raphson.
- 2.- Valuación de los gastos y tiempos en que se satura el acuífero bajo un canal (1a. etapa).
- 3.- Valuación de los gastos que se infiltran en un canal en la etapa de dispersión (2a. etapa).

Los programas de cálculo elaborados y su correspondiente memoria se anexan a continuación.

MEMORIA DE PROGRAMA DE CALCULO DE TIRANTES EN UN CANAL TRAPECIAL CON FLUJO UNIFORME.

El programa resuelve la siguiente ecuación (de Manning), igualando a cero:

$$f(y) = (by + Ky^2) \left[\frac{by + Ky^2}{b + 2y(K^2 + i)^{1/2}} \right]^{2/3} - \frac{Qn}{s^{1/2}} \dots (1)$$

Se desea obtener "y" de (1), se utiliza el método de Newton-Raphson.

$$y = y - \frac{F(y)}{F'(y)} \dots \dots \dots (2)$$

Si usamos la siguiente notación:

$$\text{AREA (A)} = by + Ky^2$$

$$\text{PERIMETRO MOJADO (P)} = b + 2y \sqrt{K^2 + 1}$$

Derivando y sustituyendo en (2) tenemos que:

$$y = y - \frac{A (A/P)^{2/3}}{(b + 2Ky) (A/P)^{2/3} - 2/3 (A/P)^{-1/3} \left[\frac{P(b+2Ky) - A (2K^2 + 1)}{P^2} \right]}$$

Se propone un valor inicial de "y₀" con el que se inicia el cálculo. La aproximación de este valor (y₀) al real y del error, depende del número de iteraciones que tenga que hacer la calculadora. El cálculo termina cuando se satisface el error (e).

| VARIABLE | SIGNIFICADO | REGISTRO |
|---------------------|--|----------|
| e | error establecido para la diferencia | 5 |
| Qns ^{-1/2} | (Manning) (Q instantaneo) (factor rugosidad)/(pendiente) ^{1/2} | 6 |
| K 1,2 | talud (es), en el "canal" ó cauce | 7 |
| b | plantilla en el "canal" | 8 |
| y | Tirante en el canal | 9 |

El programa se encuentra en el nivel B, entonces una vez te-
cleado ó leído en tarjeta, se ingresan los datos antes descritos,
se oprime la tecla "B" y el programa empieza a correr. Cuando el
programa para, en el registro D tenemos la diferencia de $y - []$,
con lo que se puede observar si se satisface el error, si esto su-
cede, en el registro 9 tenemos el valor correcto de " y_1 " para ob-
tener " y_2 "; se ingresan únicamente: $Q_n/s_1/2$; y ; e , y así, obtene-
mos todos los tirantes en el canal.

MEMORIA DE PROGRAMA

Infiltración (1a. Etapa: Saturación)

Datos requeridos para este cálculo:

- a).- Tirante en el cauce (este se aproxima a un canal trapecial)
- b).- Espesor del acuífero (Nivel del terreno-profundidad del nivel freático)
- c).- Ancho del cauce
- d).- Coeficiente de permeabilidad

El gasto de infiltración se evalúa como:

$$Q_1 = KB \left(1 + \frac{1}{\alpha} \right)$$

El tiempo de saturación como:

$$t = \frac{H}{K} (1.2 \text{ ho}) G(\alpha)$$

Donde:

$$B = E_0 + A_h$$

$$\alpha = y/1.2^x \text{ ho}$$

$$G(\alpha) = \ln(1-\alpha)$$

Se tiene un programa que resuelve la ecuación para Q_1

Procedimiento de cálculo:

1o.- De la gráfica (Q-t) se leen los valores de gasto ($Q_i, \bar{Q} + i$) en un cierto intervalo de tiempo (t_i)

2o.- Se calcula un promedio lineal ($(Q_i + Q_{i+1}) / 2$), Q_m

3o.- Para este Q_m dado se obtiene su correspondiente \bar{h}_m

Entonces conocidos K , y , h_m , μ , A , B , se ingresan y el programa corre, obteniéndose el tiempo de infiltración, Q infil/m y volumen infiltrado:

En la gráfica $Q-t-h$, para el tiempo de infiltración obtenido debe corresponder a \bar{h}_m , si no es así, se vuelve a ingresar el valor de h_0 que corresponde al tiempo de infiltración, hasta que coincida.

Se propone una longitud de tramo en la que se conserven las mismas características (permeabilidad y pendiente).

| DATOS A INGRESAR | | REGISTRO |
|------------------|--|----------|
| h ₀ | Tirante en el canal (mt.) | STO 1 |
| y | Espesor del acuífero (mt.) | STO 2 |
| K | permeabilidad en el tramo (Δx) considerado | STO 3 |
| μ | Microporosidad (EN STO.DOMINGO, $\mu=10\%$) | STO 4 |
| A | Factor de dispersión del bulbo | STO 3 |
| B | Ancho del canal + A _{h0} | STO C |

Se oprime la tecla B -----> corre.

Los datos que se requiere conocer están en:

| | REGISTRO |
|--|----------|
| Tiempo de infiltración (segundos) - - - - - | A |
| Q (m ³ /seg/mt), Gasto unitario - - - - - | D |

Si se requiere conocer el volumen infiltrado, se multiplica el gasto unitario por el tramo que se consideró (Δx)

$$Q_i = Q (\Delta x) (=) \text{m}^3/\text{seg}$$

MEMORIA DE PROGRAMA

Este programa calcula el Gasto de Dispersión con frontera impermeable al infinito. Para esto se resuelven las siguientes ecuaciones:

$$Q = \frac{2K \mu^2 (\mu_2 - \mu_1)}{\sqrt{\pi at}} N(\sigma) \dots \dots \dots \text{Ec.1}$$

En donde:

$$a = \frac{Khs}{\mu} \dots \dots \dots \text{Ec.2}$$

$$\sigma = \alpha \sqrt{at} \dots \dots \dots \text{Ec.3}$$

$$\alpha = \frac{1}{m} \quad \text{Th} \quad \frac{b}{m} \dots \dots \dots \text{Ec.4}$$

$$N(\sigma) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} e^{-\sigma^2} \text{erfc}(\sigma) \dots \dots \dots \text{Ec.5}$$

En la ecuación 1 se utiliza:

$$\begin{aligned} A &= \mu_2 - \mu_1 \\ hs &= \mu^2 \\ \mu_1 &= H_1 \\ \mu_2 &= H_2 \end{aligned}$$

Para correr el programa es necesario ingresar los siguientes datos:

| VARIABLE | SIGNIFICADO | REGISTRO |
|----------|--|----------|
| H2 | Espesor no saturado del acuífero (m) | STO 0 |
| b | Ancho medio del cauce (m) | STO 1 |
| m | Espesor total del acuífero (m) | STO 2 |
| K | Coefficiente de permeabilidad (m/seg.) | STO 3 |
| μ | Porosidad efectiva del acuífero (fracción de unidad) | STO 4 |
| t | Tiempo analizado para la dispersión (seg) | STO A |
| l | Longitud del tramo de canal considerado (m) | STO E |
| H1 | Espesor saturado del acuífero (m) | STO I |

Ya ingresados los datos se tecléa el valor del tirante correspondiente y se oprime "B" con lo que el programa empieza a calcular, en la pantalla aparece en tres destellos el valor de " γ " sigue calculando y se detiene, con el valor dado de γ se lee de tablas el valor de $\operatorname{erfc}(\gamma)$ ó $\operatorname{erf}(\gamma)$, si es el caso de $\operatorname{erf}(\gamma)$ se le resta este valor a uno y el resultado se ingresa tecléando y luego oprimiendo "R/S" con lo que se calcula ahora el valor de $N(\gamma)$, Q_{du} , y el volúmen total infiltrado permanece en la pantalla. El valor del volúmen está dado en metros cúbicos.

Si se desea calcular el volúmen infiltrado para cualquier otro mes, es suficiente tecléar el nuevo tirante y oprimir "B".

IV.4.1.- Relaciones Escurrimientos-Infiltración del arroyo San Luis, aguas abajo del bordo.

El bordo tendrá una capacidad útil de 4.5 millones de m^3 para una elevación del N.A.N. de 117.0 m.s.n.m.

El terreno al pie de la cortina tiene una elevación de 109.0 m.s.n.m.

Dado que en la región de interés para la recarga artificial del acuífero, el arroyo San Luis cuenta con varios cauces claramente definidos, para los cálculos se consideró que en el arroyo existen dos cauces de las siguientes características:

Ancho del fondo = $b = 8m$.

Talud de los márgenes = $K = 2.14$

Coefficiente de rugosidad de Manning = $n = 0.028$

pendiente media del cauce = $s = 0.002$

procedimiento de cálculo.

para el análisis se considera que la obra de desfogue es de 1 X lm. de sección, regulado por una compuerta, con abertura de 0.5 m.

A partir de los resultados del funcionamiento del desfogue se obtiene la curva Gastos-Tiempo y de ella la curva Tirantes-Tiempo a la entrada de los cauces propuestos.

Los cálculos obtenidos para el primer tramo son los que a continuación se consignan:

Cálculo de Tirantes en canales trapeciales

1er. Tramo aguas abajo del bordo

Longitud = L = 20 000 m.

pendiente = 0.002

Talud = K = 2.14

n = 0.028

Ancho de la base = 16 m.

| Gasto Q(m ³ /seg) | <u>Qn</u> s 1/2 | Tirante y(m) | Area A (m ²) |
|---------------------------------|--------------------|-----------------|-----------------------------|
| 2.574 | 1.6116 | 0.251 | 4.1550 |
| 2.521 | 1.5784 | 0.248 | 4.1021 |
| 2.467 | 1.5446 | 0.245 | 4.0476 |
| 2.414 | 1.5114 | 0.241 | 3.9939 |
| 2.352 | 1.4726 | 0.238 | 3.9298 |
| 2.295 | 1.4369 | 0.234 | 3.8714 |
| 2.234 | 1.3987 | 0.230 | 3.8082 |
| 2.173 | 1.3605 | 0.227 | 3.7434 |
| 2.105 | 1.3179 | 0.223 | 3.6706 |
| 2.103 | 1.3167 | 0.222 | 3.6690 |
| 1.918 | 1.2008 | 0.210 | 3.4672 |
| 1.778 | 1.1132 | 0.201 | 3.3094 |
| 1.637 | 1.0249 | 0.191 | 3.1456 |
| 1.500 | 0.9391 | 0.182 | 2.9822 |
| 1.349 | 0.8446 | 0.170 | 2.7952 |
| 1.174 | 0.7350 | 0.157 | 2.5675 |
| 0.997 | 0.6242 | 0.142 | 2.3231 |
| 0.789 | 0.4940 | 0.124 | 2.0149 |
| 0.571 | 0.3575 | 0.102 | 1.6549 |
| 0.435 | 0.2723 | 0.086 | 1.4046 |

Una vez conocidos los tirantes en el cauce así como la geohidrología del acuífero, se aplica la secuencia de cálculo siguiente:

Etapa de saturación del primer tramo.

Datos:

Longitud del tramo = $L = 20\ 000$ m.

Coefficiente de permeabilidad = $K = 0.000\ 004$ m/seg.

Tirante medio en el cauce = $h_0 = 0.196$ m.

Profundidad del nivel freático = $y = 50$ m.

Coefficiente de almacenaje del acuífero aluvial = 0.10

Coefficiente de dispersión estacionario = $A = 3$

Ancho de la base del canal = $B_0 = 16$ m.

Resultados:

Tiempo en que se produce la saturación = 339 hs = $1\ 216\ 800$ seg.

Gasto de infiltración = 0.00006666 m³/seg/m.

Gasto medio de infiltración en el tramo = 1.333 m³/seg.

Volúmen infiltrado = $1.333 \times 339 \times 3\ 600 = 1.623 \times 10^6$ m³.

Etapa de dispersión en el primer tramo.

Semiancho de la base del cauce = $b = 4$ m.

Espesor del acuífero = $m = 90$ m.

Coefficiente de permeabilidad = $K = 0.000\ 004$ m/seg.

Coefficiente de almacenaje = 0.10

Carga hidráulica media = 65.25 m.

Ancho de la zona de dispersión = 50.3 m.

Resultados:

Duración de la etapa de dispersión = 567 hs = $2\ 041\ 200$ seg.

Gasto medio de infiltración = $0.000\ 012\ 714\ 5$ m³/seg/m.

Gasto medio de infiltración en el tramo = $0.2543 \times 2 = 0.5086 \text{ m}^3/\text{seg}$

Volúmen infiltrado = $0.5086 \times 567 \times 3600 = 1.038 \times 10^6 \text{ m}^3$

Volúmen infiltrado en el 1er. tramo;

$V_T = V_S + V_D = 1.623 + 1.038 = 2.661 \times 10^6 \text{ m}^3$

Tirantes en el segundo tramo:

| Gasto $Q(\text{m}^3/\text{seg})$ | Q_n s 1/2 | Tirante y(m) | Area A (m^2) |
|-------------------------------------|----------------|-----------------|----------------------------|
| 1.50 | 0.9392 | 0.1818 | 2.9806 |
| 1.41 | 0.8828 | 0.1753 | 2.8703 |
| 1.30 | 0.8139 | 0.1670 | 2.7314 |
| 1.12 | 0.7012 | 0.1527 | 2.4936 |
| 0.91 | 0.5697 | 0.1348 | 2.1965 |
| 0.64 | 0.4007 | 0.1093 | 1.7742 |
| 0.44 | 0.2755 | 0.0873 | 1.4124 |
| 0.33 | 0.2066 | 0.0734 | 1.1864 |
| 0.24 | 0.1502 | 0.0607 | 0.9783 |
| 0.19 | 0.1189 | 0.0528 | 0.8513 |

Etapa de saturación del segundo tramo.

$L = 20\ 000 \text{ m.}$ $K = 0.000004 \text{ m/seg}$ $h_0 = 0.119 \text{ m.}$

$y = 50 \text{ m.}$ $A = 3.00$ $B_0 = 16.00 \text{ m.}$

Resultados:

Tiempo en que se produce la saturación = 341.41 hs.

Gasto de infiltración = $0.0000665 \text{ m}^3/\text{seg/m.}$

Gasto medio de infiltración en el tramo = $1.33 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Volúmen infiltrado = $1.33 \times 341.41 \times 3\ 600 = 1.635 \times 10^6 \text{ m}^3$

Etapa de dispersión en el segundo tramo:

$$b = 4 \text{ m.}$$

$$m = 90 \text{ m.}$$

$$K = 0.000004 \text{ m/seg.}$$

$$hs = 65.25 \text{ m.}$$

$$s = 50.3 \text{ m.}$$

Resultados.

Duración de la etapa de dispersión = 660 hs.

Gasto medio de infiltración en el tramo = $0.254 \times 2 = 0.508 \text{ m}^3/\text{seg}$

Volumen infiltrado = $0.508 \times 660 \times 3600 = 1.207 \times 10^6 \text{ m}^3$

Volumen total infiltrado en el segundo tramo =

$$V_T = 1.207 + 1.635 = 2.842 \times 10^6 \text{ m}^3$$

Volumen total infiltrado en los 40 Km. = $5.503 \times 10^6 \text{ m}^3$

Este volumen es mayor que la capacidad útil de la presa, por lo que en menos de los 40 Km. considerados se puede infiltrar el volumen disponible hasta la capacidad útil del bordo.

Conclusiones:

Funcionando el orificio rectangular propuesto de 0.5 m^2 de área, el vaciado de la presa a partir del N.A.N., se inicia con un gasto de $2.57 \text{ m}^3/\text{seg}$. A los 36 días, el gasto se reduce a aproximadamente $0.188 \text{ m}^3/\text{seg}$., restando sólo un almacenamiento de 3.08 % de la capacidad útil de la presa.

IV.5.- DEFINICION DE POLITICAS DE OPERACION DE VOLUMENES REGULADOS MEDIANTE EL BORDO.

IV.5.1.- Análisis de diferentes políticas de desfogue de volúmenes almacenados y determinación de su eficiencia.

En puntos anteriores se han analizado diferentes políticas de operación de desfogues para el bordo objeto de este estudio del Valle de Sto. Domingo.

Inicialmente se analizó el comportamiento de la estructura de desfogue de 4 m² de área, propuesta en el anteproyecto de esta obra.

Este desfogue, tiene el defecto de que produce un vaciado demasiado rápido del vaso (en unos cuantos días) lo que redundaría en una baja eficiencia de recarga al acuífero.

Como resultado de nuestro anterior análisis, se rediseñó el desfogue, probándose el funcionamiento de una estructura de 1 m² de área.

Esta nueva estructura de 1 m² de área funciona satisfactoriamente pero para llevar a cabo la recarga se requiere utilizar la longitud total del arroyo San Luis. Lo anterior tiene el defecto de que las infiltraciones que se producen en las cercanías del mar se perderían ya que en estos lugares debido a la intrusión salina han sido abandonados una gran parte de los pozos.

El análisis efectuado para una estructura de desfogue de 0.5 m^2 de área resultó satisfactorio. De acuerdo con las estimaciones, para el ancho de cauce considerado, se requiere poco menos de 40 Km. para producir la recarga total de la capacidad útil de la presa.

Lo anterior significa que son necesarias 60 hectáreas aproximadamente de superficie del lecho del Arroyo San Luis para producir la recarga de la capacidad útil de la presa.

La construcción de pequeños bordos de menos de 1 m. de altura en los sitios de mayor permeabilidad, podría reducir sensiblemente la longitud del arroyo para producir la recarga.

En el capítulo anterior hemos indicado que cuanto más largo resulte el tiempo de vaciado de un vaso, más eficiente es la recarga del acuífero al ser menores los gastos que transitan por los cauces. Por lo anterior, siempre y cuando desde el punto de vista de control de avenidas no exista problema, se puede reducir el área de desfogue a sólo 0.25 m^2 . Esta reducción de área alargaría el tiempo de vaciado a poco menos de 2 meses.

Finalmente se recomienda la construcción de una obra de desfogue de 1 m^2 de área en una sección transversal, regulada por compuerta. La compuerta permitiría dar el área necesaria de desfogue para producir la recarga total de los escurrimientos almacenados en el vaso.

La utilización de compuerta para la regulación del escurri--

miento se hace necesaria ya que permitiría una mayor eficiencia de la recarga.

La falta de información topográfica del cauce del arroyo no permite así mismo valuar la infiltración que es posible producir mediante la derivación de escurrimientos hacia los arenales que se encuentran aguas abajo del bordo.

Una vez construido el bordo objeto del presente estudio es posible determinar con toda precisión la abertura adecuada de la compuerta observando directamente en el cauce su capacidad real de infiltración.

IV.5.2.- Determinación de la eficiencia del bordo, para la estructura de desfogue propuesta.

Para estimar la eficiencia del bordo por lo que respecta a su capacidad de almacenamiento se han calculado los volúmenes mensuales escurridos que ingresan al vaso. El cociente de los volúmenes infiltrados entre los volúmenes escurridos en un año cualquiera es lo que se ha definido como eficiencia anual. Así mismo, se ha obtenido una eficiencia anual que es la medida de las eficiencias anuales.

La tabla que se anexa a continuación contiene mes a mes y año con año los volúmenes infiltrados. Se obtuvo una eficiencia media anual de 80.4 % para un escurrimiento medio anual de 4.59×10^6 m³, la cual puede considerarse como satisfactoria.

| DATOS DE: Volumen Infiltrado (10^6 m^3) | | | | | | | | | | PERIODO 1960 - 1979 | | | |
|---|-------|-------|-------|-----|-------|-----|-------|-------|-------|---------------------|-------|-------|--------|
| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | ANUAL |
| 1960 | 0.016 | 0.213 | 0.023 | | | | 1.244 | 5.000 | 2.329 | 1.228 | | | 10.053 |
| 1961 | 0.427 | | | | | | | 1.542 | 0.408 | | | | 2.377 |
| 1962 | 0.387 | 0.092 | | | | | | | 1.339 | | | | 1.818 |
| 1963 | | | | | | | 3.758 | 2.171 | 0.773 | 0.205 | | 0.169 | 7.077 |
| 1964 | | | | | | | 0.962 | 0.666 | 0.154 | 0.586 | | 0.387 | 2.755 |
| 1965 | 0.110 | 0.244 | | | | | | 2.064 | 0.646 | | | 1.759 | 4.823 |
| 1966 | | 0.018 | | | | | | 1.719 | 0.834 | | | | 2.571 |
| 1967 | | | | | | | 0.185 | 3.299 | 0.990 | 2.654 | 1.048 | 1.382 | 9.556 |
| 1968 | 0.810 | 0.213 | 0.083 | | | | | 0.290 | | 0.696 | | | 2.092 |
| 1969 | | | | | | | | | | | | | 0.000 |
| 1970 | | | | | | | | | | | | | 0.000 |
| 1971 | | | | | | | | 0.359 | | | | | 0.359 |
| 1972 | 0.026 | | | | | | | 3.123 | 1.192 | 5.000 | 0.499 | 0.663 | 10.503 |
| 1973 | 0.367 | | | | | | | | 0.404 | | | | 0.771 |
| 1974 | | | | | | | | | | | | | 0.000 |
| 1975 | 0.214 | | | | | | | 0.361 | 2.324 | | | | 2.899 |
| 1976 | | | | | | | | 2.702 | 1.981 | | | 0.009 | 4.692 |
| 1977 | | | | | | | | | | | | | 0.000 |
| 1978 | | | | | | | 0.758 | 0.725 | 1.384 | | | 0.654 | 3.522 |
| 1979 | 3.317 | 0.223 | | | 0.585 | | 0.195 | 0.976 | 2.850 | | | 0.061 | 8.207 |
| Eficiencia media anual 80.9% Infiltración media anual $3.70375 \times 10^6 \text{ m}^3$ Escurrimiento medio anual $4.59835 \times 10^6 \text{ m}^3$ | | | | | | | | | | | | | 61 |

CAPITULO V.- ACTIVIDADES DEL CAMPO

V.1.- Selección de sitios para la construcción de las obras complementarias requeridas.

Dadas las características geológicas del Valle de Sto. Domingo en donde los cauces de los arroyos están formados predominantemente por material aluvial al que subyace en general la Formación salada, que es el acuífero principal de la zona, las obras complementarias requeridas para incrementar la infiltración de los escurrimientos son principalmente bordos de poca altura (menos de 1 m) que de preferencia es conveniente construir en los tramos del arroyo en donde éste tiene más anchura.

Estos bordos pueden ser construídos aprovechando el material que forma el cauce del arroyo. Su ubicación más conveniente es en aquellos sitios en donde el cauce posee mayor coeficiente de permeabilidad, por ejemplo, cerca de arenales en donde además debe verse la factibilidad económica de derivar los escurrimientos con el fin de inundar los terrenos para propiciar una mayor infiltración.

Estos bordos complementarios de pequeña altura, frecuentemente son destruídos por las avenidas por lo que en los trabajos de recarga deben tomarse las medidas para mantenerlos en buenas condiciones de funcionamiento, reparando los daños que puedan ocasionar los derrames de la presa.

V.2.- Determinación experimental de la capacidad de infiltración

del suelo. Comparación con datos existentes y con fórmulas aproximadas.

Para la determinación del coeficiente de permeabilidad del cauce del arroyo, se utilizó el método de permeámetro de pozo que es especialmente apropiado para la estimación de pérdidas por filtración en canales y cauces abiertos. El método consiste básicamente en la medición de la velocidad de filtración del agua en un pozo sin ademe, con condiciones de carga constante (ver anexo 1).

Los sitios seleccionados para la realización de las pruebas de permeabilidad son las que a continuación se enumeran. Se incluye además el valor del coeficiente de permeabilidad obtenido.

| SITIO | COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD. (m/día) |
|--|--|
| 1.- Al pie del futuro bordo El Ihuagil | 0.370 |
| 2.- Arenal, aprox. 3 Km. aguas abajo de El Ihuagil | 1.34 |
| 3.- Aprox. 11 Km. aguas abajo del futuro bordo | 0.300 |

para el cálculo del coeficiente de permeabilidad se procedió en base a las siguientes consideraciones:

- a).- El nivel freático del acuífero, en todos los sitios, se encuentra a más de 3 m. de profundidad.
- b).- para la valuación del coeficiente de viscosidad cinemática del agua a la temperatura T se tomó la temperatura media du-

rante la prueba.

c).- El coeficiente de permeabilidad se determinó para la temperatura de 20°C.

El coeficiente de permeabilidad se determina en base a la siguiente secuencia de cálculo (ver resultado de la prueba # 1).

Carga hidráulica = $h = 0.58 - 0.05 = 0.53$ m.

Espesor de la grava en el pozo = $0.58 - 0.20 = 0.38$ m.

peso de la grava en el pozo = $17.5 - 12.0 = 5.5$ Kg.

peso volumétrico de la grava = $17.5 / (0.2864/2)^2 \cdot 0.24 = 1132$ Kg/m³

Volúmen de la grava = $5.5 / 1132 = 0.00486$ m³

radio del pozo = $r = \frac{0.00486}{(0.38)} = 0.062$

Temperatura media durante la prueba = $25.37^\circ\text{C} = 25^\circ\text{C}$

$\frac{25}{20} = 0.88925$ (Anexo 1, fig. 5)

$K_{20} = 0.37$ m/día(Anexo 1, fig. 4)

Los resultados obtenidos de las pruebas de permeabilidad de campo realizadas, se anexan a continuación. Se anexa así mismo su representación gráfica en base a la cual se obtiene el gasto medio de infiltración correspondiente al tramo lineal.

V.3.- ANALISIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Como puede observarse de la concentración de resultados, los coeficientes de permeabilidad del arroyo analizado del Valle de Sto. Domingo, son superiores a 0.30 m/día. La literatura técnica considera como sitios favorables para la realización de programas de recarga aquellos en los que el coeficiente de permeabilidad excede la cifra antes citada.

Para los arenales situados aproximadamente 3 Km. aguas abajo de El Ihugil el coeficiente obtenido de 1.34 m/día hace ver la conveniencia de efectuar en ellos la recarga mediante el método de inundación.

Para esto es necesaria la construcción de un bordo pequeño y la obra de derivación necesaria para inundar las áreas de terreno en donde esto sea factible desde el punto de vista topográfico y económico.

PRUEBA DE PERMEABILIDAD CON PERMEAMETRO DE POZO

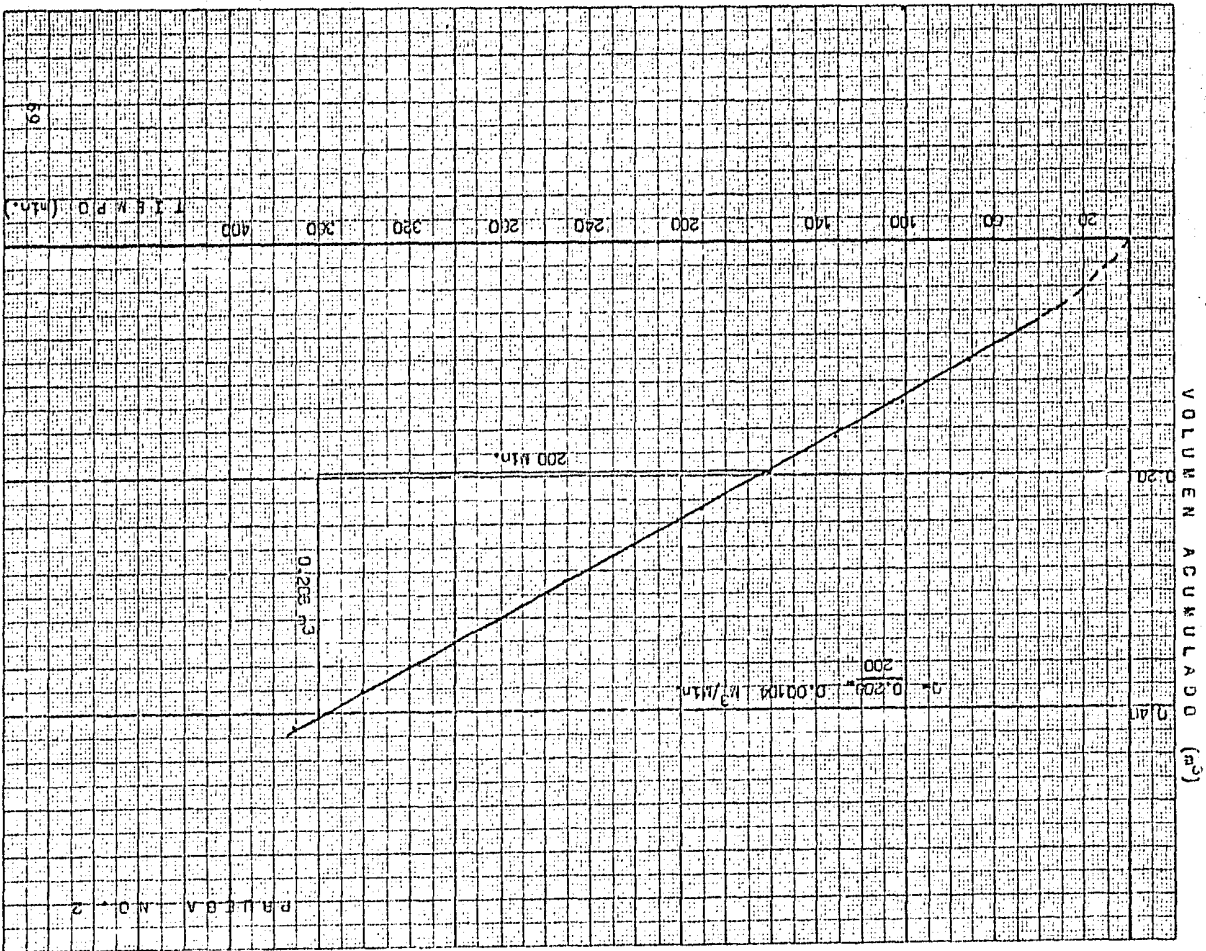
Lugar: Valle de Santo Domingo B.C.S. Al pie del bordo

| TIEMPO (Min.) | | VOLUMEN (m ³) | | | | TEMPERATURA °C | OBSERVACIONES |
|----------------|-----------|----------------------------|---------|------------|-----------|-------------------|--|
| DE MEDICION | ACUMULADO | AGREGADO | LECTURA | DIFERENCIA | ACUMULADO | | |
| 11.30 | 0 | lleno | 0 | 0.015 | | 25 | 1.- Prof. del pozo.....0.50 m. |
| 11.45 | 15 | 0.015 | 0.015 | 0.005 | | 25 | 2.- Peso de la grava antes de llenar el pozo....17.5 kg. |
| 12.00 | 30 | | 0.020 | 0.009 | | 26 | |
| 12.30 | 60 | | 0.029 | 0.008 | | 26 | 3.-Peso de la grava despues de llenar el pozo....12.0 kg. |
| 13.00 | 90 | | 0.037 | 0.008 | | 26 | |
| 13.30 | 120 | | 0.046 | 0.008 | | 27 | 4.- Prof. de la grava en el pozo.....0.20 m. |
| 14.00 | 150 | | 0.053 | 0.008 | | 28 | |
| 14.30 | 180 | | 0.061 | 0.008 | | 29 | 5.- Prof. del nivel del agua en el pozo.....0.05 m. |
| 15.00 | 210 | | 0.069 | 0.009 | | 30 | |
| 15.30 | 240 | | 0.078 | 0.008 | | 31 | |
| 16.00 | 270 | | 0.086 | 0.010 | | 32 | |
| 16.30 | 300 | | 0.096 | 0.008 | | 31 | |
| 17.00 | 330 | | 0.104 | 0.009 | | 31 | |
| 17.30 | 360 | | 0.113 | | | | |

PRUEBA DE PERMEABILIDAD CON PERMEAMETRO DE POZO

Lugar: Valle de Sto. Domingo, D.C.S. Arenal aprox. 3 Km. aguas abajo del bordo

| TIEMPO (min.) | | VOLUMEN (m ³) | | | | TEMPERATURA | OBSERVACIONES | |
|---------------|-----------|---------------------------|----------|------------|-----------|-------------|---|--|
| DE MEDICION | ACUMULADO | LECTURA | AGREGADO | DIFERENCIA | ACUMULADO | °C | | |
| 18.19 | 0 | 0 | lleno | 0.025 | | 29 | 1.- Prof. del pozo.....0.60 m. | |
| 18.30 | 11 | 0.025 | | 0.040 | 0.025 | 29 | | |
| 19.00 | 41 | 0.058 | 0.077 | 0.035 | 0.058 | 28 | | 2.- Peso de la grava antes de llenar el pozo.....12.0 Kg. |
| 19.30 | 71 | 0.025 | | 0.034 | 0.104 | 27 | | 3.- Peso de la grava después de llenar el pozo.....6.0 Kg. |
| 20.00 | 101 | 0.059 | | 0.030 | 0.138 | 26 | | |
| 20.30 | 131 | 0.059 | | 0.031 | 0.168 | 25 | 4.- Prof. de la grava en el pozo.....0.20 m. | |
| 21.00 | 161 | 0.120 | | 0.029 | 0.199 | 25 | | |
| 21.30 | 191 | 0.149 | 0.076 | 0.030 | 0.228 | 24 | 5.- Prof. del nivel del agua en el pozo.....0.08 m. | |
| 22.00 | 221 | 0.103 | | 0.031 | 0.258 | 24 | | |
| 22.30 | 251 | 0.134 | 0.114 | 0.031 | 0.269 | 24 | | |
| 23.00 | 281 | 0.051 | | 0.032 | 0.320 | 23 | | |
| 23.30 | 311 | 0.063 | | 0.030 | 0.352 | 23 | | |
| 24.00 | 341 | 0.113 | | 0.031 | 0.382 | 23 | | |
| 24.30 | 371 | 0.144 | | | 0.413 | 23 | | |



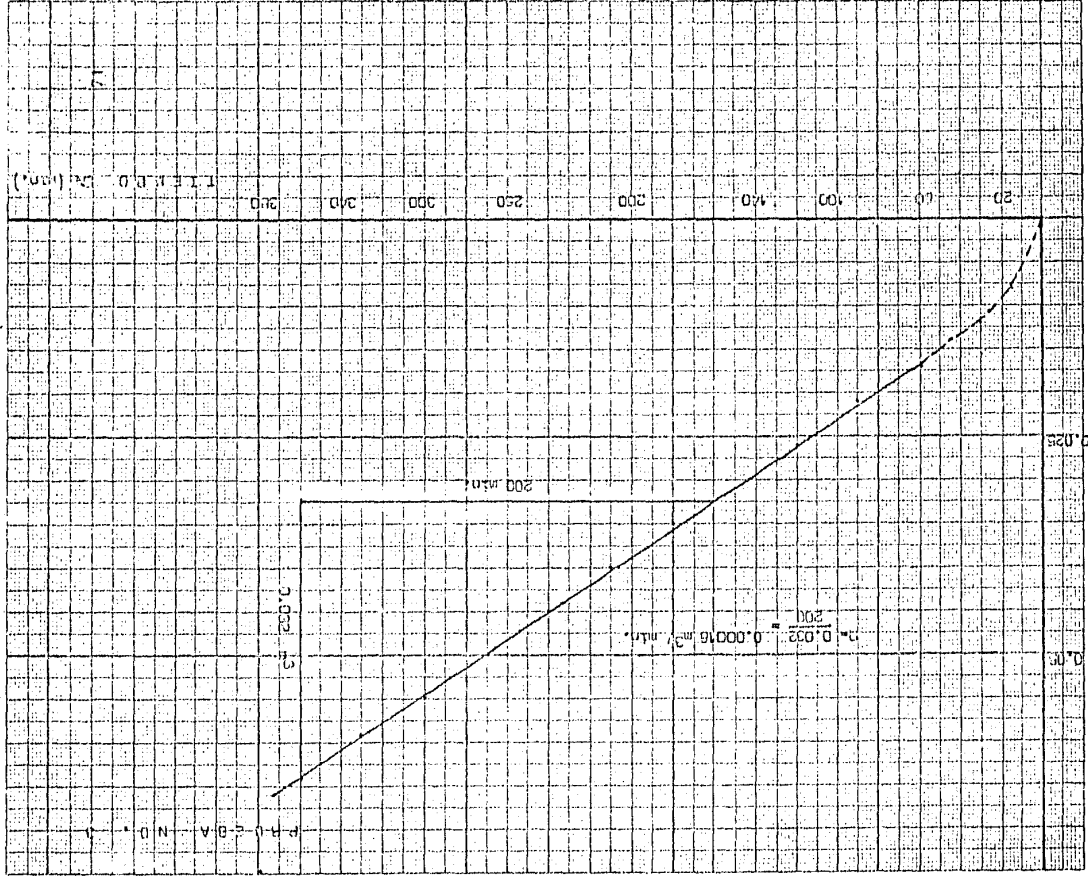
2

PLANTA NO. 2

PRUEBA DE PERMEABILIDAD CON PERMEAMETRO DE POZO

Lugar: Valle de Sto. Domingo, B.C.S. Aprox. 11 Km. aguas abajo del bordo

| TIEMPO (min.) | | V O L U M E N (m ³) | | | | TEMPERATURA °C | OBSERVACIONES |
|----------------|-----------|---------------------------------|---------|------------|-----------|-------------------|--|
| DE MEDICION | ACUMULADO | ACRECIDADO | LECTURA | DIFERENCIA | ACUMULADO | | |
| 12.00 | 0 | lleno | 0 | 0.000 | | 26 | 1.- Prof. del pozo..... 0.60 m. |
| 12.15 | 15 | | 0.008 | 0.004 | | 26 | 2.- Peso de la <u>gr</u> va antes de - llenar el pozo..... 6 Kg. |
| 12.30 | 30 | | 0.012 | 0.002 | | 26 | |
| 12.45 | 45 | | 0.014 | 0.003 | | 26 | |
| 13.00 | 60 | | 0.017 | 0.004 | | 26 | 3.- Peso de la <u>gr</u> va despues de llenar el pozo..... 3 Kg. |
| 13.30 | 90 | | 0.021 | 0.005 | | 26 | |
| 14.00 | 120 | | 0.026 | 0.005 | | 27 | 4.- Prof. de la <u>gr</u> va en el pozo 0.30 m. |
| 14.30 | 150 | | 0.031 | 0.005 | | 28 | |
| 15.00 | 180 | | 0.035 | 0.005 | | 29 | 5.- Prof. del nivel del agua en el pozo 0.18 m. |
| 15.30 | 210 | | 0.040 | 0.005 | | 29 | |
| 16.00 | 240 | | 0.045 | 0.005 | | 30 | |
| 16.30 | 270 | | 0.050 | 0.005 | | 31 | |
| 17.00 | 300 | | 0.055 | 0.004 | | 31 | |
| 17.30 | 330 | | 0.059 | 0.005 | | 30 | |
| 18.00 | 360 | | 0.064 | | | 30 | |



ANEXO 1

PRUEBA DE PERMEABILIDAD IN SITU POR EL METODO DE PERMEAMETRO DE POZO

I.- Introducción

Este método permite la determinación del coeficiente de permeabilidad del suelo en el lugar. Consiste básicamente en la medición de la velocidad de filtración del agua en un pozo sin ademe en condiciones de carga constante. Esta prueba es especialmente apropiada para la estimación de pérdidas por filtración en canales y cauces abiertos.

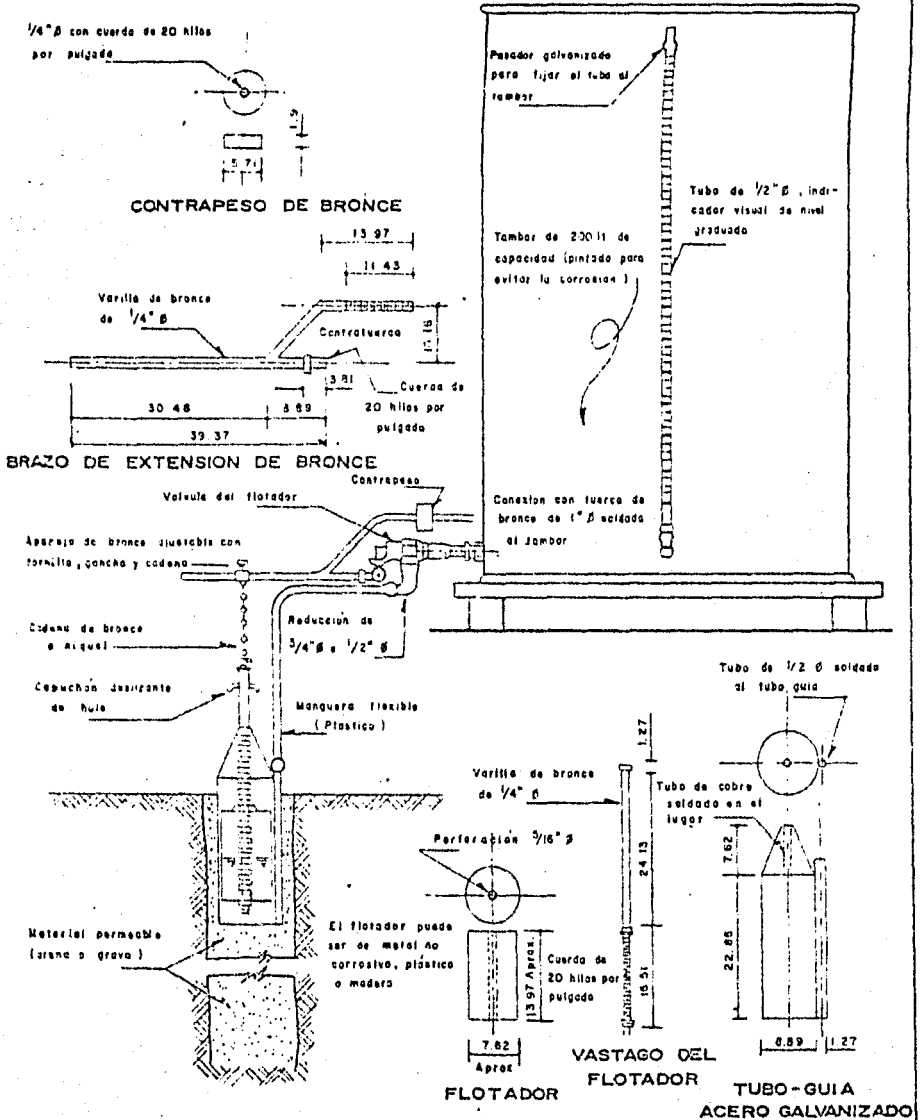
II.- Equipo, aparatos y materiales necesarios para la ejecución de la prueba.

1.- Equipo de perforación. Equipo ligero de perforación, mecánico ó manual para la excavación del pozo de prueba (barrena helicoidal posteadora, pala, pico, barras, barretas, etc.).

2.- Tanques de almacenamiento. Un tanque metálico de 200 lts. de capacidad, calibrado y con escala de niveles graduada con el fin de hacer las mediciones de los volúmenes de agua que se infiltran. ver fig. 1.

Tres o cuatro tanques de 200 lts. de capacidad para almacenar el agua que se utilizará en la prueba. El volumen requerido se estima conforme a la fórmula de volumen mínimo y volumen máximo.

EQUIPO PARA EFECTUAR LA PRUEBA DEL PERMEAMETRO DEL POZO



ACOTACIONES EN cms., EXCEPTO LAS ESPECIFICADAS EN PULGADAS
 TOMADO DEL MANUAL DE TIERRAS, EARTH MANUAL U.S.B.R. pag. 547

FIGURA Nº 1,

- 3.- Una válvula de flotador manejada mediante un brazo de extensión (figura 1). Para seleccionar sus dimensiones véase la figura 2.
- 4.- Flotador. Flotador de madera ó material equivalente con vástago de cobre.
- 5.- Tubo-guía. Tubo-guía galvanizado para el flotador de 8.75 cm. (3 1/2") de diámetro interior por 30 cm. (12") de longitud. (fig. 1).
- 6.- Contrapesos. Contrapesos de bronce (fig. 1).
- 7.- Arena ó grava de peso volumétrico conocido.

Calibración del material de relleno del pozo. Se determinará previamente en el laboratorio el peso volumétrico del material permeable que se empleará en el relleno del pozo de prueba, tratando de reproducir en la medida de lo posible, las condiciones de llenado y altura de caída del material. Para la prueba puede ser utilizada arena lavada del No. 4 al No. 8 ó grava de 3/8 de pulgada al No. 4.

El peso volumétrico del material se calcula a partir del peso del material empleado para llenar el tubo, la altura del material y el volumen del tubo. Se recomienda graficar los valores del peso volumétrico contra alturas del material permeable.

Calidad del agua que se utilizará en la prueba. El agua que

se utilice en la prueba de permeabilidad no debe contener sedimentos ya que estos pueden depositarse en las paredes del pozo y como consecuencia reducir el valor de permeabilidad real del suelo.

Calibración del tanque de agua. El volumen del tanque de agua se calibrará cuando menos a incrementos de 5 litros: es más recomendable cada 2 litros. La lectura de 200 litros se marcará en la parte superior del recipiente. En esta forma, al disminuir la altura del agua se determinará el volumen extraído con una simple resta. La calibración se efectúa marcando en el tubo de plástico adosado al tanque, cada incremento del volumen del agua. Para hacer las marcas en el tubo se puede usar tinta a base de acetato, que quedará como una marca permanente.

III.- Realización de la Prueba de Permeabilidad

a).- Dimensiones del pozo de prueba

El pozo puede ser de las dimensiones deseadas, pero se recomienda que su profundidad se encuentre entre 10 y 150 veces el radio del mismo. Las dimensiones mínimas prácticas, son de 10 cm. de diámetro y 60 cm. de profundidad. Es más conveniente hacer un pozo de 15 cm. de diámetro que uno de 10 cm. porque con ello se tiene un mayor volumen del suelo, sujeto a la prueba, pero, en suelos muy permeables las dimensiones del pozo pueden quedar restringidas por la capacidad del equipo usado para proporcionar la carga constante.

La figura 2 muestra los coeficientes de permeabilidad que pueden medirse con pozos de diferentes diámetros: de acuerdo con la válvula de flotador usada. Esta gráfica es también un auxiliar aún cuando se acostumbra usar normalmente válvulas de 3/4 de pulgada.

b).- Reparación del pozo de prueba.

Los pozos para efectuar las pruebas de permeabilidad se deben preparar cuidadosamente a fin de producir el mínimo de alteraciones a las condiciones naturales del suelo.

Estos pueden excavar con herramientas manuales ó con equipo mecánico ligero. Una vez excavado el pozo, se deberán raspar ó escobillar las paredes y el fondo para remover aquellos materiales que se hallan compactado durante las excavaciones, retirando del fondo todo el suelo suelto.

Una vez limpio el pozo se llenará con el material permeable hasta una altura de 15 cm. más baja que el nivel estable al que se vaya a mantener el espejo del agua.

A continuación se coloca la guía de tubo galvanizado para protección del flotador, cuidando que quede completamente vertical para que no entorpezca el correcto funcionamiento de dicho flotador. Esto se puede lograr calzando la guía con material permeable, colocándolo entre ésta y la pared del pozo.

c).- Temperatura del agua

Debido a las fuertes variaciones de la temperatura en el campo

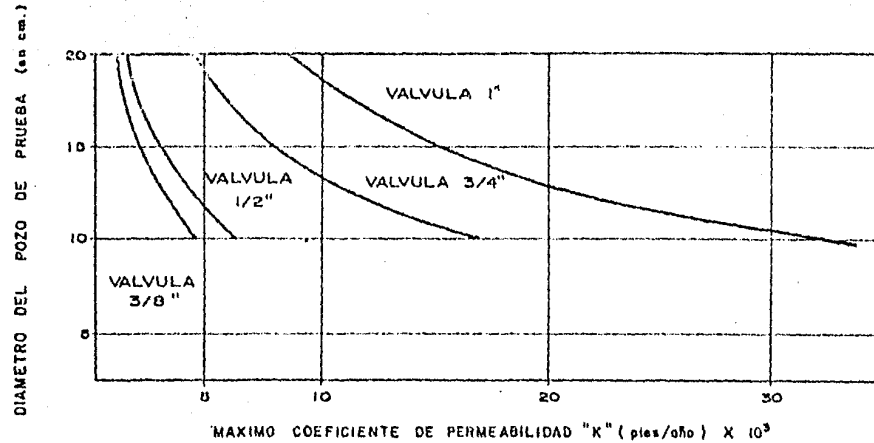
que afectan a la viscosidad del agua, es necesario llevar durante la prueba, un registro de la temperatura para hacer una corrección del coeficiente de permeabilidad a 20°C , fijado como estándar.

Cuando el nivel del agua está próximo a la superficie del terreno, la temperatura del agua se mide introduciendo el termómetro a través del tubo de $1/2''$ de diámetro, soldado a la gufa del flotador, desconectada previamente la manguera de descarga. Cuando el nivel del agua no se encuentra próximo a la superficie del terreno, la temperatura del agua se obtiene introduciendo un termómetro blindado hasta la parte superior de la arena durante 5 minutos y efectuando la lectura inmediatamente después de subirlo a la superficie. Siempre que sea posible, es preferible que el agua que se agregue al suelo tenga la temperatura un poco mayor que ésta. En ésta forma se abate el gradiente de temperatura del agua de infiltrarse, evitando que el aire disuelto en ésta forme burbujas que queden atrapadas en los poros del suelo, ya que la presencia de aire, puede reducir sensiblemente el flujo de agua a través del suelo.

d).- El esqueleto de la figura 3 ilustra la manera de llevar el registro de las lecturas del volumen a los intervalos de tiempo que se deseen. Con estos datos es posible construir una curva "volúmenes acumulativos-tiempo" y de ahí determinar el caudal en cualquier momento.

Al iniciar la prueba, el suelo que rodea el pozo generalmente está seco, absorbiendo como consecuencia comparativamente, mayor cantidad de agua, pero a medida que pasa el tiempo, el suelo se satura, disminuyendo la velocidad del flujo hasta volverse

Curvas obtenidas con pozos de profundidad
Mínima $h = 10r$
Se utilizó equipo de flotador y válvulas tipo
BOB y tanques de 200 ll.



DIAMETRO DE LA VALVULA NECESARIA PARA DETERMINAR UN COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD PARA POZOS DE PRUEBA DE 10 A 20 cm. DE DIAMETRO

Coefficientes de permeabilidad máximos que se pueden medir con el equipo de válvula y flotador tipo BOB de diferentes diámetros

FUENTE: MANUAL DE TIERRAS, EARTH MANUAL, U.S.B.R.

FIGURA N° 2

prácticamente constante durante varias horas. Esto puede apreciarse claramente en la figura No.4 que muestra una curva "volúmenes acumulativos- tiempo". En el tramo de la curva en que ésta es una línea recta, la pendiente de ésta representa el caudal "Q", que se debe usar para calcular el coeficiente de permeabilidad. Al final de este intervalo ó del establecido con la longitud suficiente para definir el caudal "Q", se puede interrumpir la prueba.

En general, para suelos con permeabilidad entre media y alta es necesario un tiempo menor de 8 horas para obtener el tramo recto en la curva. Si esto no ocurre en ese período, es necesario prolongar la prueba. El criterio de tiempo mínimo que se da a continuación puede servir de guía para definir la duración de la prueba.

e).- Tiempo de duración de la prueba

La prueba debe tener una duración suficiente para saturar el suelo que rodea el pozo, pero no una duración tan larga como para elevar el nivel de aguas freáticas ó producir un bulbo de saturación tan grande que cause resultados erróneos. Esto hace necesario la introducción de los conceptos relativos a los límites de tiempo mínimo y máximo dentro de los cuales los resultados de la prueba pueden ser considerados válidos.

1).- Tiempo mínimo

El tiempo mínimo de duración de una prueba es el necesario para que el mínimo volúmen de agua forme una masa semiesférica de

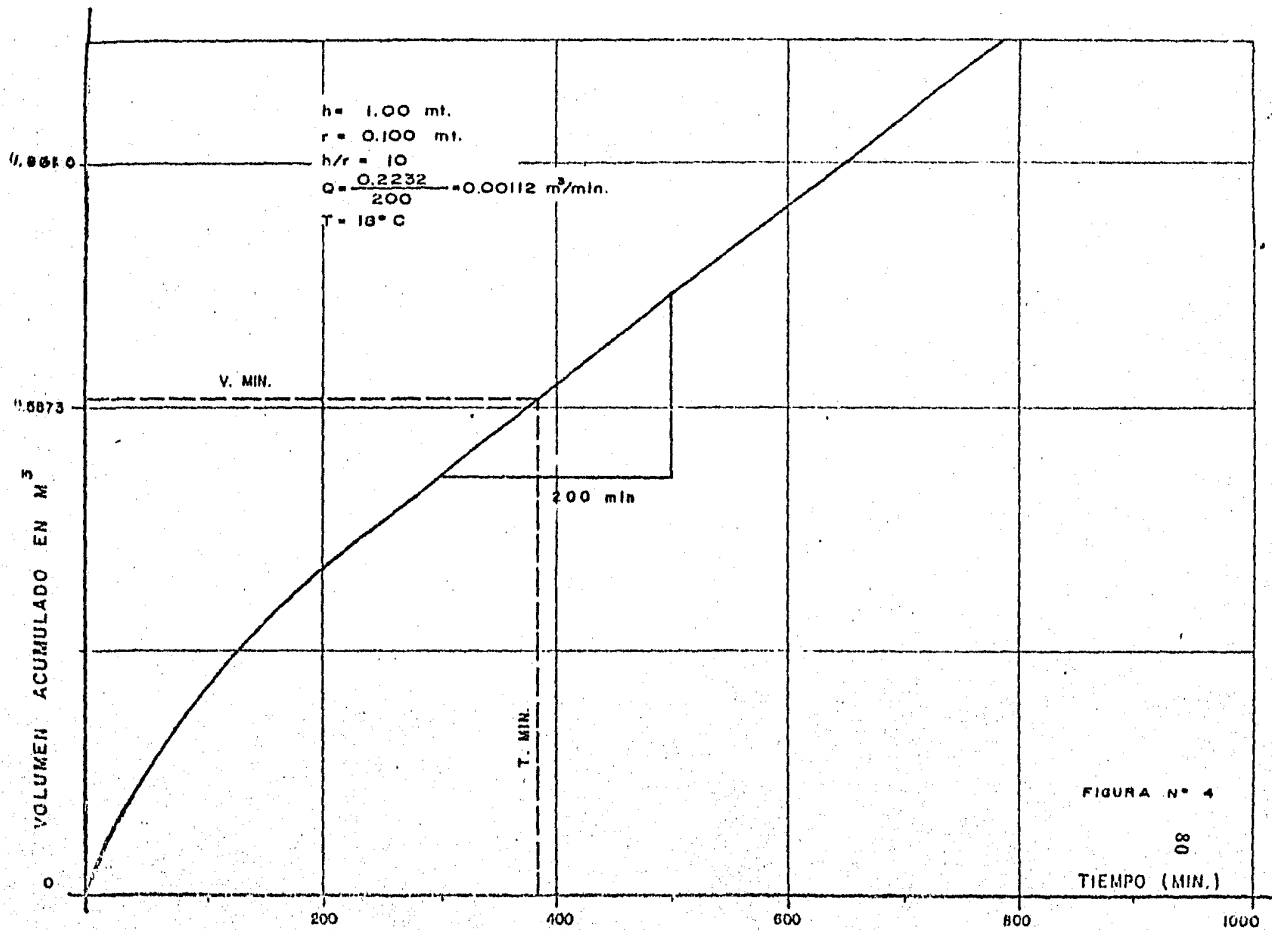


FIGURA N° 4

suelos saturados con un radio B.

Esto se expresa con la siguiente fórmula.

$$V_{\min} = 2.09 Y_s \left[h \sqrt{\frac{2}{\sinh^{-1}\left(\frac{h}{r}\right) - 1}} \right]^3 \dots\dots\dots (1)$$

En donde:

V_{\min} = volúmen mínimo de cúbicos

Y_s = porosidad efectiva del suelo

h = profundidad del agua en el pozo en pies

r = radio del pozo en pies

El término entre parentéssis rectangulares es la determinación teórica del radio B.

Para fines prácticos, la porosidad efectiva del suelo varía de 0.10 para suelos finos a 0.35 para suelos de grano grueso. Cuando se desconoce la porosidad efectiva del suelo, es recomendable usar 0.35 para estar dentro de la seguridad.

En algunos materiales permeables, se puede dar el caso de que la curva volúmenes acumulativos-tiempo aparezca como recta para valores pequeños del tiempo.

La suspensión prematura de la prueba, podría conducir a errores, para evitar esto, es recomendable que la prueba dure cuando menos 6 horas con el fin de obtener una franca definición de la recta.

El tramo recto inicial de la curva, en un intervalo de 2 a 3 horas deberá ser empleado en la determinación del gasto "Q" que se utilizará para determinar el coeficiente de permeabilidad. La prueba deberá ser realizada en forma continua por lo que debe vigilarse cuidadosamente sin permitir que el pozo se seque durante el desarrollo de la misma.

Tiempo máximo

El tiempo máximo de duración de la prueba es el tiempo necesario para consumir el volumen de agua máximo determinado por la ecuación (1), substituyendo en ella el coeficiente 2.09 por 15.00 suponiendo para este caso su valor mínimo de la porosidad efectiva de 0.1 cuando ésta se desconoce, ó bien puede emplearse la relación:

$$V_{\max} = 2.05 V_{\min}$$

IV.- Cálculo del coeficiente de permeabilidad

El caudal de agua Q que fluye hacia el pozo puede ser obtenido mediante la pendiente de la curva volúmenes acumulados-tiempo, anteriormente citada. Además de Q se requiere de los valores de h (altura del agua en el pozo), r (radio efectivo del pozo) y de la temperatura del agua para la valuación del coeficiente de permeabilidad.

Quando la distancia de la superficie del agua en el pozo de prueba al espejo del agua en el acuífero es mayor que 3 veces la profundidad del agua en el pozo, puede ser utilizada la siguiente

fórmula:

$$K_{20} = 525\ 600 \frac{\left[\sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - 1 \right]}{h^2} \frac{Q}{2\pi} \frac{\mu_t}{\mu_{20}}$$

En donde:

K_{20} = coeficiente de permeabilidad (pies/año)

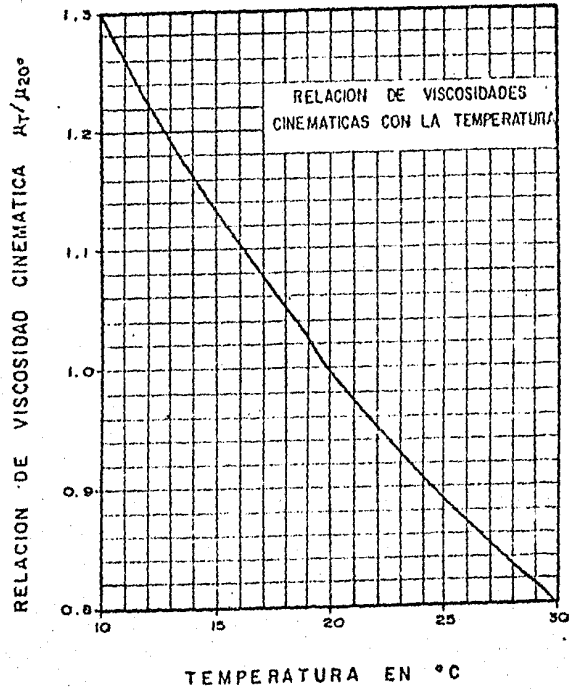
h = altura del agua en el pozo (pies)

r = radio del pozo (pies)

Q = gasto determinado experimentalmente de la curva, volumen acumulado-tiempo (figura 4) (pies cúbicos/minuto)

= viscosidad del agua a la temperatura t

20 = viscosidad del agua a 20°C .



VISCOSIDADES DEL AGUA DE 10° a 30° C
Y RELACIONES μ_T/μ_{20°

| GRADOS | μ | μ_T/μ_{20° |
|---------|--------|------------------------|
| 10° C | 1.3077 | 1.30119 |
| 11.0° C | 1.2713 | 1.26497 |
| 12.0° C | 1.2383 | 1.23014 |
| 13.0° C | 1.2028 | 1.19681 |
| 14.0° C | 1.1709 | 1.16507 |
| 15.0° C | 1.1404 | 1.13472 |
| 16.0° C | 1.1111 | 1.10587 |
| 17.0° C | 1.0828 | 1.07741 |
| 18.0° C | 1.0559 | 1.05044 |
| 19.0° C | 1.0298 | 1.02477 |
| 20.0° C | 1.0050 | 1.00000 |
| 20.2° C | 1.0000 | 0.99502 |
| 21.0° C | 0.9810 | 0.97611 |
| 22.0° C | 0.9579 | 0.95513 |
| 23.0° C | 0.9358 | 0.93114 |
| 24.0° C | 0.9142 | 0.90565 |
| 25.0° C | 0.8937 | 0.88025 |
| 26.0° C | 0.8737 | 0.85535 |
| 27.0° C | 0.8543 | 0.83024 |
| 28.0° C | 0.8360 | 0.80544 |
| 29.0° C | 0.8180 | 0.78137 |
| 30.0° C | 0.8007 | 0.75871 |

μ_T = VISCOSIDAD DEL AGUA A T °C
 μ_{20° = VISCOSIDAD DEL AGUA A 20 °C

CAPITULO VI.- CONCLUSIONES

En puntos anteriores se obtuvo el hidrograma de salida de la presa mediante el tránsito de avenidas por el embalse. El bordo cuenta con anteproyecto en el que se fijan las características y dimensiones del vertedor y de la obra de desfogue. Como se sabe, el gasto que se infiltra en un canal, por unidad de longitud, es función directa del coeficiente de permeabilidad y del ancho mojado del canal o cauce natural. Cuanto mayor sea el tiempo que dura en contacto el canal con el agua, mayor será el volumen que se infiltre. Por lo anterior para lograr la infiltración de volúmenes considerables de agua en cauces naturales, lo más recomendable es prolongar al máximo el proceso de vaciado de la presa. Es claro que esto debe hacerse compatible con otros aspectos del funcionamiento del vaso, en especial en regiones semidesérticas como la del Valle de Sto. Domingo, tiene importancia fundamental el aprovechamiento de la capacidad del vaso para el control de avenidas.

Es obvio que en esta región, un vaciado demasiado lento del vaso puede producir también evaporaciones de consideración que reduzcan sensiblemente el volumen disponible de agua.

Si se utiliza el desfogue de 2×2 m. (4 m^2 de área) que forma parte del anteproyecto del bordo, el vaciado de más del 80% de la capacidad útil de la presa se logra en aproximadamente 7 días. Los gastos desfogados por la presa variarían entre $18.5 \text{ m}^3/\text{seg}$ y $1.6 \text{ m}^3/\text{seg}$. en el lapso de tiempo antes señalado. Es difícil que el cauce se encuentre en condiciones de asimilar volúmenes tan considerables de agua.

Si se observan los datos de escurrimiento generados para el cauce del arroyo San Luis, la probabilidad de que en 2 meses consecutivos se llene el vaso, es igual a cero.

Lo anterior indica que es posible prolongar el período de vaciado de la presa sin correr riesgos en el aspecto de control de avenidas que es crítico para esta región por la existencia de ciclones. Por los motivos antes indicados, se recomienda la construcción de una obra de desfogue de 1.00 x 1.00 m. de sección, regulada mediante una compuerta. Esta obra hace posible el vaciado del vaso para una abertura de 0.5 m², en aproximadamente un mes. La instalación de la compuerta permitiría un mejor control de los gastos desfogados. La compuerta permite dar el área necesaria de desfogue para producir la recarga total de los escurrimientos que se almacenan en el vaso.

Una vez definida la abertura de la compuerta, ésta quedaría fija. Inicialmente se trabajaría con compuerta totalmente abierta.

Actualmente sin la existencia del bordo, los volúmenes infiltrados son; según la siguiente secuencia de cálculo:

1.- Tiempo de duración de las avenidas

$$tp = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64}$$

Donde:

L = Longitud del arroyo aguas arriba del sitio de análisis, en m.

S = pendiente media de la cuenca, en por ciento

tp = Tiempo en que se presenta el gasto máximo, en horas

De planos topográficos de la región se obtiene:

$$L = 45,000 \text{ m.}$$

$$S = 0.6371$$

$$t_p = \left[\frac{45,000}{\sqrt{0.6371}} \right]^{0.64} = 12.08 \text{ hrs.}$$

Para el cálculo del volúmen infiltrado se supone que la avenida es de forma triangular y que el tiempo de pico es igual a un medio de la duración de la avenida.

Se supondrá que la avenida media en el cauce tiene un volúmen igual al escurrimiento medio anual hasta el sitio considerado.

Dado que el tiempo de duración de la avenida es menor que el tiempo del terreno bajo el cauce, sólo es necesario el cálculo de tirantes en canales trapeziales y el cálculo de infiltración en la etapa de saturación.

El resultado obtenido es el siguiente:

Longitud del arroyo desde el bordo hasta el mar = 76 km.

Volúmen medio anual de infiltración por avenidas = $401,130 \text{ m}^3$ volúmen que es aproximadamente el 11% del volúmen infiltrado con la existencia del bordo.

El resultado obtenido mediante esta estimación debe tomarse con reservas ya que se basa en fórmulas empíricas con cuya aplicación es posible que se cometan errores de consideración.

Cabe mencionar que en la evaluación de los volúmenes infiltrados, mediante la utilización del bordo, no se valoraron los volú

menes que se infiltrarían debido a los derrames del vertedor, ya que el tiempo de duración de los derrames es muy corto.

Por todo lo anterior se concluye que es procedente la construcción del bordo ya que aunque pudiera ser alto el costo del m³ de agua infiltrado, es la alternativa más económica que se tiene actualmente para sostener las actividades agrícolas, que son la base de la economía de la región del Valle de Santo Domingo, B.C.S.

Finalmente se propone una solución para alargar la vida útil del bordo, ya que la zona de estudio es desértica por lo que cuenta con muy poca vegetación, lo que origina que en las avenidas se tenga gran cantidad de arrastre de sólidos por los arroyos, cosa que hace relativamente corto el tiempo en que se asolve el vaso.

LA SOLUCION PROPUESTA ES LA SIGUIENTE:

En la obra de desfogue se construiría una torre de concreto armado de las dimensiones que se indican en las figuras VI.1, y VI. 2., la estructura será fabricada con concreto f'c = 200 Kg/cm² y barras de 1/2" de diámetro en las columnas y 3/4" en las trabes. En tres lados tendrá guías para bajar planchas de concreto para op-
turar los claros de 1 x 1 m. y así obligar que el agua vierta por el siguiente claro superior aumentando con esto la capacidad de azolves del vaso, y así sucesivamente hasta la cota 117.20 m.s.n.m.

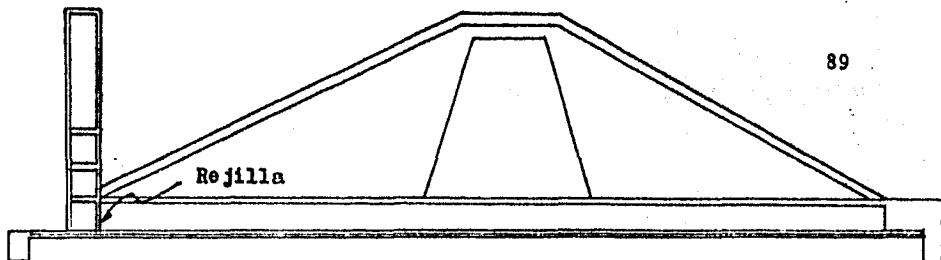


FIGURA V.1

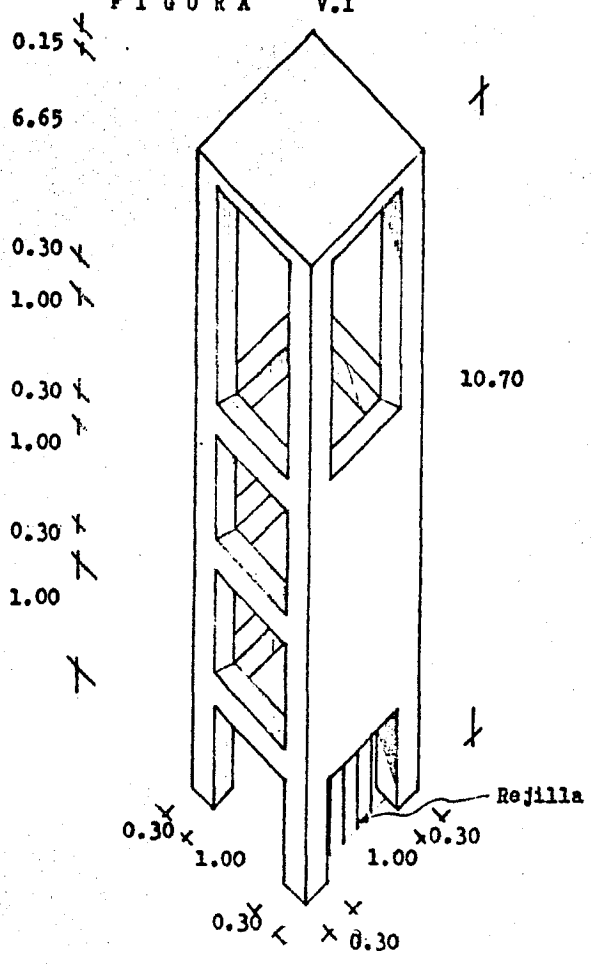


FIGURA V.2

B I B L I O G R A F I A

- 1.- ESTUDIO GEOHIDROLOGICO COMPLETO DE LOS ACUIFEROS DEL VALLE DE STO. DOMINGO, B.C.S., Ariel Construcciones, S.A., elaborado para DAS de la S.R.H., 1969.
- 2.- ESTUDIO HIDROLOGICO PRELIMINAR DE LOS ACUIFEROS DEL VALLE DE STO. DOMINGO, B.C.S., Ariel Construcciones, S.A., elaborado para DAS de la S.R.H., 1969.
- 3.- OFICINA DE VEDAS Y APLICACION DEL REGLAMENTO, DISTRITO DE RIEGO # 66 STO. DOMINGO, B.C.S., S.A.R.H., RELACION DE NIVELES ESTATICOS DE LOS POZOS SONDEADOS DURANTE EL PARO GENERAL DE EQUIPOS DE BOMBEO COMPRENDIDO DEL 25 al 31 DE OCTUBRE DE 1980.
- 4.- ISOYETAS MEDIAS ANUALES DE LA REPUBLICA MEXICANA 1931-1970, S.R.H.
- 5.- BOLETIN HIDROLOGICO # 28, S.R.H., 1971.
- 6.- METODOS PARA EL CALCULO DE FILTRACIONES EN SISTEMAS DE RIEGO, Editorial Kolos, Moscú, 1970, diferentes autores, (En ruso).
- 7.- EARTH MANUAL, UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION, 1962.