



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

**V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO**

PRESAS DE DERIVACION

**ING. RODOLFO ORTEGA A.
AGOSTO-SEPT. 1982**

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

SECRETARIO
EDUARDO CHAVEZ R.

SUB-SECRETARIO
ING. LUIS ECHEAGARAY BABLOT

OFICIAL MAYOR
JOSE PEREZ MORENO

IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

INGENIERO EN JEFE
ING. AURELIO BENASSINI V.

PRESAS DE DERIVACION



1955

P R O L O G O

2

En este folleto se presenta una breve descripción de algunas de las principales presas de derivación construidas por la extinta Comisión Nacional de Irrigación y la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Los resúmenes de cada una de estas presas fueron seleccionados entre todas las existentes, tratando de mostrar obras de varios tipos y características, usados bajo diferentes condiciones topográficas, geológicas y de disponibilidad de materiales. Asimismo se ha tratado de mostrar la evolución en el diseño de presas derivadoras, a través de 30 años de experiencia, hasta llegar a las presas de enrocamiento, cuyo diseño ha sido desarrollado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos y es el resultado de la experiencia obtenida en las obras de este tipo construidas.

Para los fines de esta publicación, los planos estructurales detallados de las presas, han sido substituídos por planos funcionales muy simplificados.

Los diferentes estudios previos e investigaciones que deben realizarse para elaborar el proyecto de una presa derivadora, así como los procedimientos de construcción seguidos para realizar la obra tienen muchos aspectos interesantes, sin embargo, en este resumen no ha sido posible incluirlos todos, limitándonos sólo a hacer una breve descripción de los diseños estructurales y a describir muy brevemente los procedimientos seguidos para la construcción, incluyendo también una reseña de los costos y los beneficios directos aportados por cada presa.

México, D.F., Agosto de 1955.

I N D I C E

PRESAS DE DERIVACION

Morelos, B.C.....	1
San Pedro, Chih.....	8
El Sufragio, Sin.....	13
Cahuinahua, Sin.....	18
Culiacán, Sin.....	22
San Lorenzo, Sin.....	27
Pabellón, Ags.....	32
Jocoqui, Ags.....	34
Las Pilas, Oax.....	37

PRESA DERIVADORA MORELOS

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO COLORADO, B.C. SON.

La presa derivadora Morelos está situada sobre el río Colorado en el tramo limítrofe entre México y los Estados Unidos, a 1.5 Km al Sur de la línea internacional y cerca del poblado de Los Algodones, a unos 70 Km al Este de la ciudad de Mexicali, en el municipio del mismo nombre del Estado de Baja California. Situación

La presa derivadora Morelos tiene por objeto derivar las aguas del río Colorado, que le corresponden a México de acuerdo con el Tratado Internacional de Aguas celebrado en 1944, hacia los valles de Mexicali, B.C. y San Luis, Son., para riego de una superficie de 200 000 hectáreas. Objeto

En la primera decena del presente siglo se inició en los Estados Unidos la derivación de aguas del río Colorado para riego de terrenos del valle Imperial, en California. Antecedentes

Debido a la escasez de medios y al desconocimiento de una técnica adecuada, no fue posible construir entonces un canal de gravedad que corriera exclusivamente por territorio americano. En consecuencia, el gobierno americano obtuvo del gobierno mexicano una concesión para pasar a través del valle de Mexicali, en territorio de nuestro país, aguas derivadas del río Colorado en los Estados Unidos, utilizando el canal del Alamo, que las conducía al valle Imperial. En esta concesión se estipulaba que hasta un 50% de las aguas que pasaran por este canal se utilizaran en riego de tierras mexicanas. Gracias a la construcción del canal del Alamo a través de nuestro territorio, pudieron desarrollarse el valle Imperial en los Estados Unidos y el de Mexicali en México.

En el año de 1930 se inició en los Estados Unidos la construcción de la presa Hoover, con capacidad de 37 622 millones de m³, para controlar el régimen del río Colorado. Esta obra fue terminada en 1935.

Para evitar que las aguas destinadas al riego del valle Imperial pasaran por México y estuvieran sujetas a la concesión que permitía a nuestro país aprovechar la mitad del gasto que conducía el canal del Alamo, el gobierno americano inició el mismo año de 1935 la construcción del canal Todo Americano, que se inicia en la presa derivadora Imperial y atraviesa el desierto de dunas arenosas de Yuma, quedando alojado totalmente en territorio americano. Este canal fue puesto en servicio en 1942 y a partir de ese año el gobierno americano dejó de construir el barrage que anualmente construía en el río para asegurar la derivación al canal del Alamo, y en pocos años el río modificó su cauce en tal forma que ya no fue posible hacer la derivación. El agua destinada a México se derivaba por el canal Todo Ameri

caso dejándola pasar al canal del Alamo a través de la caída Pilot Knob, teniendo que pagar nuestro país una renta anual por el uso del canal primero mencionado. Para esas fechas ya se regaban en el valle de Mexicali unas 100 000 Ha.

La construcción de la presa Hoover y del canal Todo Americano indicaron que de no llegar a un acuerdo con los Estados Unidos, México quedaba sujeto a cultivar solamente aquellas tierras que pudieran ser regadas con los sobrantes del río Colorado que entraran al país por su propio cauce, ya que al desarrollarse todas las tierras del valle Imperial no había la posibilidad de que se abastecieran las tierras del valle de Mexicali en la forma descrita.

Esta situación incierta y otras circunstancias especiales hicieron ver la necesidad de llegar a un arreglo con los Estados Unidos para el uso de las aguas del río Colorado. El Tratado Internacional de Aguas que se celebró el 3 de Febrero de 1944, dejó claramente definida la situación de México en el problema del aprovechamiento de las aguas del río Colorado en riego de terrenos del valle de Mexicali.

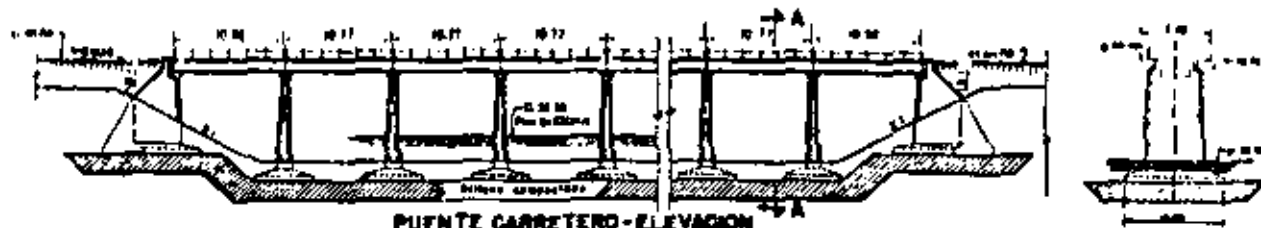
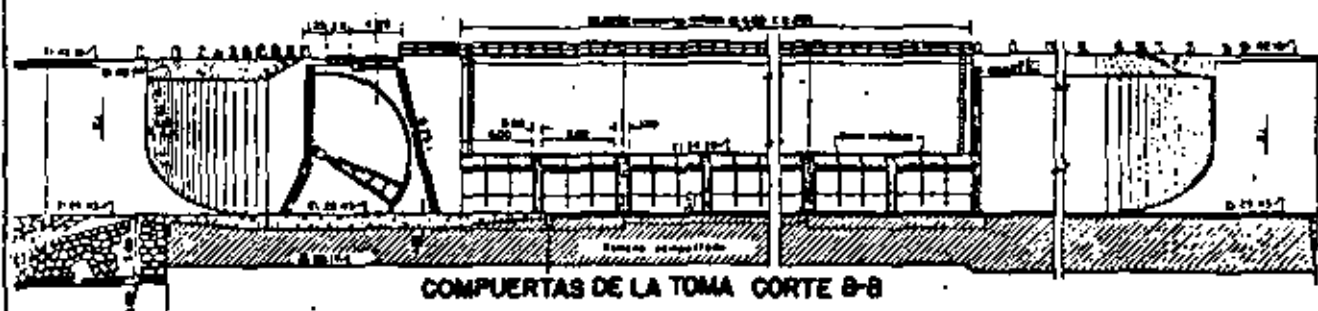
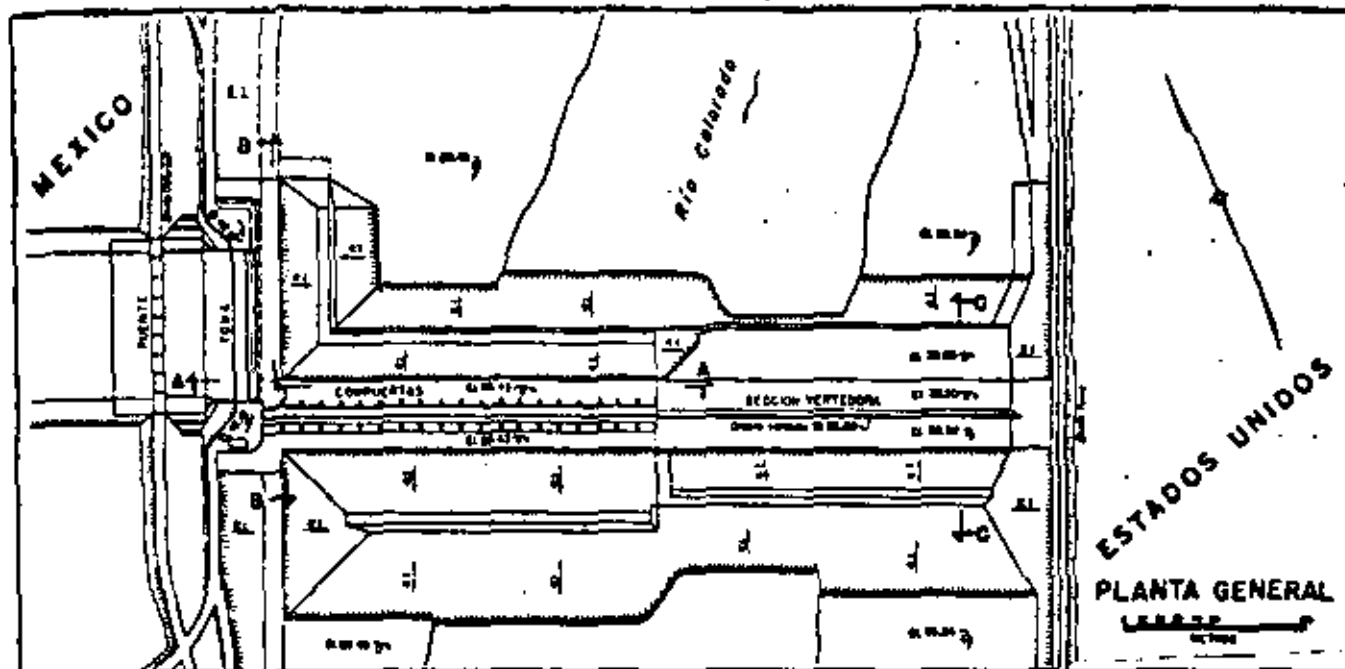
Tratado Internacional de Aguas

El Artículo 10° del Tratado indica que de las aguas del río Colorado, cualesquiera que sea su fuente, se asigna a México un volumen garantizado de 1 850 234 000 m3 anuales, susceptible de aumentarse hasta 2 096 931 000 m3 cuando existan sobrantes después de abastecer los consumos de los Estados Unidos y el volumen garantizado anualmente a México. El volumen asignado a México le permitirá beneficiar con riego a la mayor parte de los terrenos disponibles en los valles de Mexicali, B.C. y San Luis, Son.

El Artículo 12° del Tratado de referencia establece que México construirá a sus expensas, en un plazo de 5 años contados a partir de la fecha en que entre en vigor el Tratado, una estructura principal de derivación ubicada aguas abajo del punto en que la parte más al norte de la línea divisoria internacional terrestre encuentra al río Colorado. Asimismo, se indica que en caso de que la presa se localice en el tramo limítrofe del río, su ubicación, proyecto y construcción se sujetarán a la aprobación de la Comisión Internacional de Límites. Una vez construida la estructura, la propia Comisión la operará y mantendrá a expensas de México.

El sitio seleccionado para la construcción de la presa derivadora fue el de Algodones, situado en el tramo limítrofe del río y a 1.5 Km aguas abajo de la línea internacional, quedando por lo tanto sujetos el proyecto y construcción de la estructura a la aprobación de la Comisión Internacional de Límites.

Los gobiernos de México y de los Estados Unidos, representados el primero por la Sección Mexicana de la Comisión Internacional de Límites, asesorada por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, y el segundo por la Sección Americana de la propia Comisión, asesorada por el Bureau of Reclamation, conjuntamente estudiaron el sitio y los di-



DATOS DEL PROYECTO

Cantidad de la presa derivadora	32,000 m ³
Longitud de la presa derivadora	47,30 m
Superficie de la presa	10,000 m ²
Carga máxima sobre el canal	7,15 m
Flujo de agua en el canal	30,70 m ³ /s
Flujo de agua en el canal	30,30 m ³ /s
Costo de la obra	150 m ³
Costo de la obra	17 m ³
Costo de la obra	17 m ³

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO COLORADO, B. C.
PRESA DERIVADORA MORELOS

seños para la ejecución de la obra, hasta llegar a dejar perfectamente definidos cada uno de los aspectos constructivos.

El gobierno mexicano encomendó a la Secretaría de Recursos Hidráulicos la construcción de la obra que fué ejecutada a contrato por la compañía Morrison Knudsen de Sonora, S.A., dentro del plazo estipulado, inaugurándose el día 23 de Septiembre de 1950.

La presa derivadora Morelos es de tipo flotante y ocupa el cauce del río, de unos 400 m de anchura, entre los bordos Ockerson, por el lado mexicano, y Yuma, por el lado de Estados Unidos. Consiste esencialmente en: a) Una sección de compuertas de 214.08 m de longitud, que cubre el lado derecho del cauce; b) Un tramo vertedor de cresta fija de 181.30 m de longitud que cierra el lado izquierdo; y c) La obra de toma, situada en la margen izquierda, donde se inicia el Canal Mexicano, que conecta la estructura con el antiguo canal del Alamo. Como complemento se construyó sobre el Canal Mexicano, inmediatamente aguas abajo de la bocatoma, un puente carretero que establece la comunicación a lo largo del bordo Ockerson, o sea el bordo derecho del río Colorado.

Descripción
general de
la obra

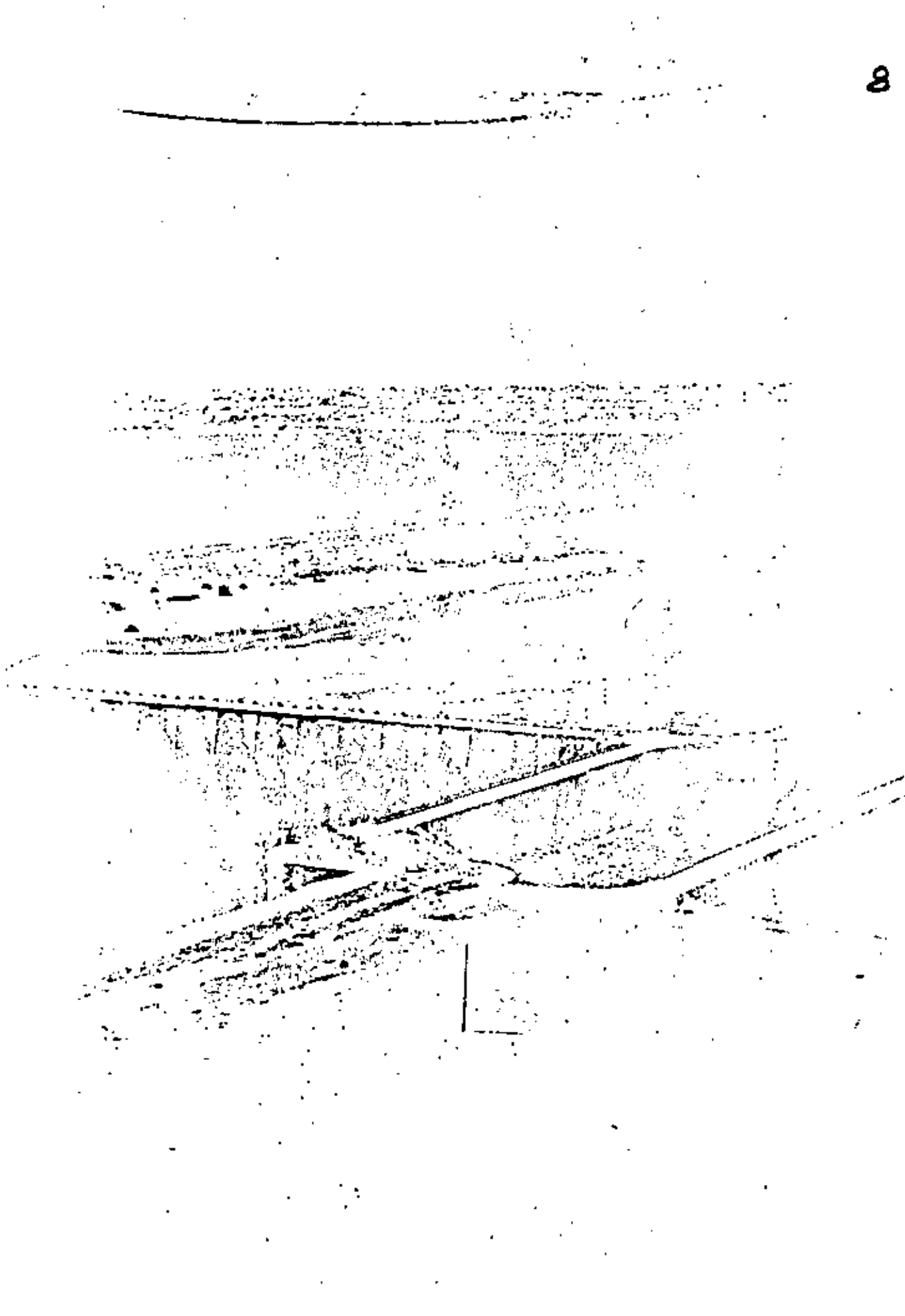
Una característica importante de la presa derivadora Morelos es la de que las diversas partes estructurales que la forman se construyeron como unidades independientes, llevando juntas de hule entre lo seco y seco, y juntas de contracción rellenas con material asfáltico entre las superficies de contacto.

La sección de compuertas tiene 214.08 m de longitud, cubre el lado derecho del cauce y consta de 20 compuertas radiales de 9.14 m de anchura por 3.37 m de altura y 7.30 m de radio, con su umbral a la elevación 29.43 m y alojadas en machones de concreto de 1.60 m de espesor y 12.21 m de altura, sobre los que descansa un puente de maniobras de 6.70 m de anchura con su rasante a la elevación 42.10 m. Las compuertas cerradas permiten derivaciones con el agua en el río hasta la elevación 32.80 m, que corresponde a la cresta vertedora fija que cierra el resto del cauce. Las compuertas abiertas dejan un claro libre hasta la elevación 40.54 m, para dar paso a las avenidas.

La plataforma de concreto que constituye la cimentación de los machones tiene 1.00 m de espesor y unos 40 m de anchura, y dentellones en ambos lados, estando protegida tanto aguas arriba como aguas abajo con ataguías metálicas y enrocamientos.

Toda la estructura se desplanta sobre una capa de material impermeable consolidado de unos 3 m de espesor, que se inicia en la elevación 25.17 m y queda confinada entre las ataguías metálicas.

El tramo vertedor, que cierra el lado izquierdo del cauce, tiene 181.30 m de longitud, la cresta se encuentra a la elevación 32.80 m y tiene 2.30 m de altura, estando construido de concreto y ligado a dentellones del mismo material con dentellones en sus extremos y prote



4.
9..

gidos por ataguías metálicas y enrocamientos, tanto aguas arriba como aguas abajo. Los delantales tienen unos 15 m de longitud y están a la elevación 30.50 m; los enrocamientos tienen, aguas arriba, unos 30 m de longitud y 1.20 m de espesor y aguas abajo unos 26 m de longitud con espesor de 1.80 m. La estructura está desplantada sobre una capa de material impermeable consolidado de unos 3 m de espesor, confinada entre las ataguías metálicas y que se inicia en la elevación 26.74 m.

La presa se diseñó para dar paso a una avenida máxima de -- 10 000 m³/s.

La bocatoma de la margen derecha, por donde se extraerá el agua derivada, está limitada lateralmente por muros de retención y consta de 12 compuertas radiales de 6.00 m de anchura por 2.00 m de altura y 2.80 m de radio, con su umbral a la elevación 30.70 m y alojadas en pilas de concreto de 10.84 m de altura que soportan un puente de maniobras y un puente carretero, respectivamente de 2.00 y 7.00 m de anchura, con su rasante a la elevación 42.10 m. La bocatoma está provista en su extremo de aguas arriba de una pantalla de concreto para formar orificio.

La estructura está cimentada sobre una plataforma de concreto de 25 m de anchura, que se prolonga hacia aguas abajo por medio de un delantal de unos 25 m de longitud, con dentellones tanto aguas arriba como aguas abajo y protegida con ataguías metálicas y enrocamientos. La estructura está desplantada sobre una capa de material impermeable consolidado de espesor variable de 3.56 a 4.53 m, de acuerdo con los espesores de la losa de cimentación, y confinada entre las ataguías metálicas de los dentellones de aguas arriba y aguas abajo, iniciándose a la elevación 25.17 m.

Esta estructura tiene capacidad para un gasto de 228 m³/s.

Como complemento de las obras se construyó sobre el Canal Mexicano, inmediatamente aguas abajo de la bocatoma, el puente carretero que establece la comunicación a lo largo del bordo Ockerson, en la -- margen derecha del río Colorado, que tiene 9 claros (7 de 10.77 y 2 de 10.52 m) con una longitud total de 96.43 m y una anchura de 7.00 m, quedando su rasante a la elevación 40.08 m. La subestructura está constituida por pilas y estribos de concreto y la superestructura es de viguetas de acero sobre las que descansa una losa de concreto. Las pilas tienen 10.95 m de altura y se apoyan en zapatas de 6.50 x 10.00 m, desplantadas sobre una capa de material impermeable consolidado de 2.00 m de espesor colocada a todo lo ancho de las zapatas, sobresaliendo 2.00 m fuera del contorno determinado por éstas.

La obra comprende asimismo una excavación para ampliar el cauce del río, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa y en ambas -- márgenes.

En ambas márgenes del río así como aguas arriba y aguas abajo de las estructuras se colocaron enrocamientos de protección.



ANCA DERIVADORA MORELOS. Trabajos dentro de la atagüa de la margen izquierda.
Febrero de 1950.

De acuerdo con el resultado de una convocatoria pública la Se - Ejecución -
cretaría de Recursos Hidráulicos otorgó a la compañía Morrison-Knudsen de la obra
de Sonora, S.A. el contrato para la construcción de la presa derivada
ra Morelos, llevándose la dirección y supervisión de los trabajos por
medio de una Residencia.

Las obras de la presa Morelos se iniciaron el 3 de Septiembre -
de 1948 y se terminaron en Julio de 1950, antes del plazo fijado por
el contrato respectivo, que fijaba como fecha de terminación el 14 de
Agosto de 1950.

El programa de trabajo para construcción de la obra se dividió -
en dos etapas:

Primera Etapa. - Mediante la construcción en el lado mexicano de una -
atagüa de tierra y roca, que entraba al río hasta desviar las aguas
por un canal de unos 130 m de anchura, junto a la margen americana, -
se aisló un recinto para la construcción de 12 unidades de la estruc-
tura de compuertas del río, la bocatoma y el puente sobre el Canal Me-
xicano, con sus correspondientes enrocamientos.

Segunda Etapa. - Se construyó una atagüa en la siguiente forma: la ra-
ma paralela al eje del río estaba formada por 10 atagüas celulares -
metálicas y las ramas de aguas arriba y aguas abajo, para unir la ata-
güa celular con la margen americana del río, era de tierra. La rama
de atagüas celulares se construyó al terminar la Primera Etapa, an-
tes de remover la atagüa de tierra de ésta; y las dos ramas de ata-
güas de tierra se construyeron después de remover la mencionada ata-
güa de la Primera Etapa.

Al ser terminada la atagüa de la Segunda Etapa el río corría -
por la margen mexicana, pasando a través de la parte de la presa ya -
construida y limitó un nuevo recinto que permitió construir el resto
de la estructura de compuertas del río y el muro vertedor.

Las excavaciones ejecutadas, necesarias para la construcción de
las distintas estructuras de la presa y para el encauzamiento del río
se dividieron en tres partes:

- 1) Excavaciones en la zona de las estructuras de concreto. Con excep-
ción de los primeros cortes que se hicieron en los bancos primitivos
del río, todo el resto de la excavación necesaria, tanto para la ci-
mentación de las estructuras como para alojar los enrocamientos de --
aguas arriba y aguas abajo de las mismas, se ejecutó ya dentro del re-
cinto de las atagüas. Estas excavaciones dentro de las atagüas se
ejecutaron eliminando el agua.
- 2) Excavaciones en los accesos de las estructuras y para alojar los -
enrocamientos de protección de los bordos Ockerson y Yuma. Las excava-
ciones en los taludes y al pie de éstos, para la colocación de los
enrocamientos, se hicieron en seco, eliminando el agua; el resto de -
la excavación en los accesos se hizo dentro de el agua.



FRESA DERIVADORA MORELOS. Vista general. 15 de Septiembre de 1950

3) Excavación del Canal Mexicano, desde el final del enrocamiento de aguas abajo de la toma, hasta conectar con el canal del Alamo. Estas excavaciones se hicieron dentro del agua, auxiliándose con bombeo superficial para abatir en parte el nivel de ella.

Teniendo en cuenta la experiencia obtenida en la presa Imperial y considerando que el material que se encontró en las excavaciones de la presa Morelos, limo y arena, era semejante al encontrado en la cimentación de aquella, se decidió usar el mismo sistema de bombeo, llamado de puntos de succión (Well-points), que dió magníficos resultados.

Durante el período de mayor actividad se llegaron a tener dentro del recinto de la ataguía 3 700 puntos de succión y 38 equipos de bombeo, o sea, un promedio de 97 puntos por equipo. El gasto máximo bombeando en esta época llegó a ser de 1.100 m³/s, dato que se obtuvo aforando en las descargas de las bombas. Fuera de la ataguía se llegaron a tener 1 000 puntos de succión y 10 equipos de bombeo, o sea, un promedio de 100 puntos por equipo. Se extrajo un gasto máximo de 0.300 m³/s.

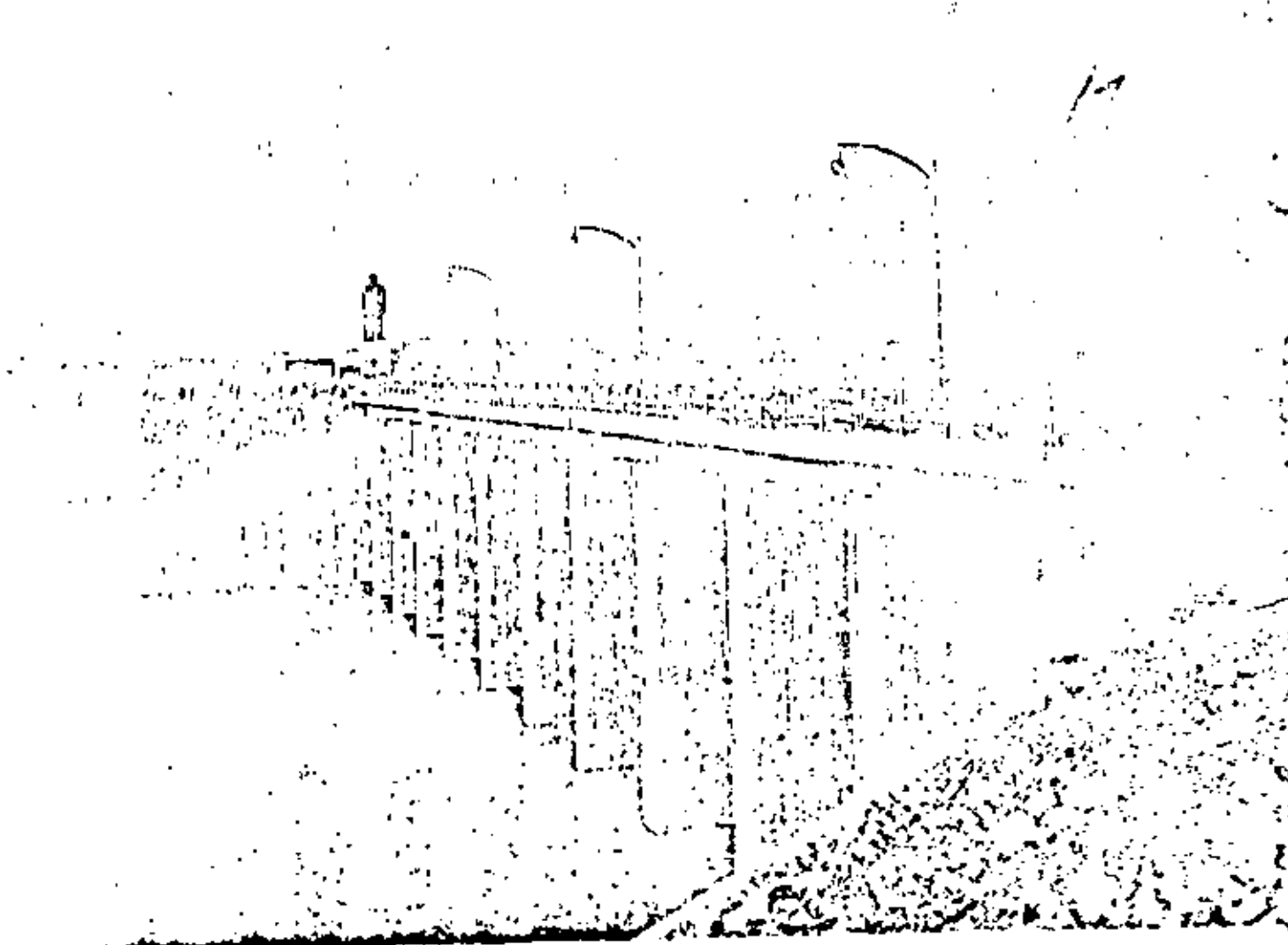
Después de seguir el proceso de bombeo seguido en la presa Morelos, no es aventurado asegurar que, de no haberse contado con el sistema de bombeo de puntos de succión, no se hubiera podido llegar a hacer el desagüe del sitio y, por lo tanto, hubiera sido imposible construir la obra. El éxito se debió especialmente a que el material encontrado en el sitio era limo y arena fina, ya que la presencia de --grava o capas gruesas de arcilla hubieran hecho inadecuado el procedimiento.

En virtud de la naturaleza del material encontrado en el sitio al hacer las excavaciones, se juzgó conveniente substituirlo por material impermeable consolidado sobre el que se desplantaron las estructuras en la forma descrita antes.

Los enrocamientos se colocaron en capas de espesores considerables, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa y en los bordos Ockerson y Yuma, variando desde 5.03 m hasta 1.83 m, aún cuando en el Canal Mexicano únicamente fueron de 1 m de espesor. En todos los enrocamientos colocados en taludes se dejó una capa de material de reza de 0.60 m de espesor entre la roca y el terreno natural, para evitar el arrastre del material de éste. Los enrocamientos se colocaron a volteo, con excepción del correspondiente al Canal Mexicano, que es semi-acomodado. Los taludes de roca se afinaron con draga de arrastre.

La fabricación del concreto fué motivo de muy diversos estudios y de una cuidadosa inspección.

Para la construcción de la presa derivadora Morelos fué necesario ejecutar las siguientes cantidades de trabajo, empleando los materiales que se citan:



PRESA DERIVADORA MORELOS. Salida de la obra de toma.

15

<u>Concepto</u>	<u>Cantidad</u>
1 - Excavación	1 640 014 m3
2 - Enrocamientos	216 931 m3
3 - Material compactado	54 894 m3
4 - Concreto	27 251 m3
5 - Atagüñas metálicas	838 439 Kg
6 - Acero de refuerzo	1 741 063 Kg
7 - Juntas de hule	2 333 m
8 - Compuertas de la toma	65 991 Kg
9 - Compuertas del río	205 440 Kg
10 - Malacates de la toma	20 081 Kg
11 - Malacates del río	60 106 Kg

Los trabajos de construcción de la presa derivadora Morelos tuvieron un costo total de \$ 52 417 368.00, distribuidos en la siguiente forma: **Costos**

Parte de la Obra	Importe de los conceptos de trabajo	Importe de los materiales	T o t a l
1 Control del río	\$ 3 827 648.00		\$ 3 827 648.00
2 Accesos	7 314 468.00	\$ 2 228 095.00	9 542 563.00
3 Sección vertedora	5 494 993.00	3 742 635.00	9 237 628.00
4 Estructura del río	11 623 865.00	5 958 747.00	17 582 612.00
5 Bocatoma y canal	7 278 958.00	2 663 388.00	9 942 346.00
6 Bordo Ockerson, - desviación y puente	1 207 811.00	1 076 760.00	2 284 571.00
Total:	\$36 747 743.00	\$15 669 625.00	\$52 417 368.00

La construcción de la presa derivadora Morelos y su conexión, por medio del Canal Mexicano y sus estructuras, con el antiguo y deficiente sistema de conducción y distribución, en proceso de adaptación y mejoramiento, ha permitido ampliar la superficie regada en el Distrito hasta unas 156 000 Ha, que en el futuro y una vez construido el sifón Sánchez Mejorada para cruzar las aguas a la margen izquierda del río Colorado, en el Estado de Sonora, se ampliará hasta 200 000 Ha. **Beneficios**

Es preciso dejar asentado que la prosperidad actual y futura de esta importante región está basada en el Tratado de Aguas Internacionales, celebrado entre México y los Estados Unidos, que señala los derechos de nuestro país al uso de las aguas del río Colorado, y que terminó con la incertidumbre que venía entorpeciendo el desarrollo agrícola de la región.

PRESA DERIVADORA DE SAN PEDRO

DISTRITO DE RIEGO DE DELICIAS, CHIH.

La presa derivadora de San Pedro está situada sobre el río del mismo nombre, afluente del río Conchos, a 1.5 Km aguas abajo de la presa de almacenamiento Francisco I. Madero (Las Vírgenes), y a unos 16 Km aguas arriba del puente del ferrocarril de México a Ciudad Juárez, en el municipio de Rosales del Estado de Chihuahua. Situación

La presa de San Pedro tiene por objeto derivar las aguas del río San Pedro, extraídas a la presa Francisco I. Madero (Las Vírgenes) junto con las aguas que descarga por la margen derecha el canal del Conchos, hacia ambas márgenes, para regar en la margen izquierda los terrenos que se extienden hasta el arroyo de Bachimba y en la margen derecha los terrenos inmediatos al río San Pedro. Objeto

El desarrollo del Distrito de Riego del Río Conchos se inició en 1927, cuando la ahora extinta Comisión Nacional de Irrigación intervino para aprovechar las aguas extraídas a la presa de La Boquilla para fines de generación, en riego de los terrenos agrícolas situados en la margen izquierda del río Conchos. Antecedentes

Las obras de riego se iniciaron con el aprovechamiento de las aguas del río Conchos, regularizadas en el sistema de presas Boquilla-Colina, construidas por la compañía Agrícola y de Fuerza Eléctrica del Río Conchos, para regar los terrenos situados al Sur del río San Pedro.

A continuación se iniciaron las obras para el aprovechamiento de las aguas del río San Pedro, en unión de las aguas sobrantes del río Conchos, para regar los terrenos situados al Norte de aquella corriente y que se extienden hasta el arroyo de Bachimba. Primeramente se construyó de 1936 a 1938, la presa derivadora de San Pedro y los primeros kilómetros del canal principal de la margen izquierda y posteriormente se construyó la presa de almacenamiento Francisco I. Madero (Las Vírgenes) prolongándose el canal principal hasta descargar en el arroyo de Bachimba.

Una vez terminadas las obras que comprende el Distrito de Riego de Delicias se regará una superficie total de 69 700 Ha.

El sitio de la derivación está constituido por una corriente ba saltica que cubre ambas laderas y el fondo del cauce. En esta formación se desplantó la presa derivadora sin que el fracturamiento de la roca fuera un inconveniente, dada la reducida altura del muro vertedor. Características del sitio

El cauce del río está dividido en dos brazos, separados por un macizo rocoso de unos 85 m de anchura. El brazo izquierdo tiene unos 60 m de anchura y por su cauce pasaba prácticamente todo el escurri -

miento del río, ya que por el brazo derecho, que tiene unos 70 m de anchura y está situado 2 m más alto, únicamente pasaba agua en las grandes avenidas. Ambas laderas están formadas por promontorios rocosos de gran altura. En el fondo del cauce el lecho rocoso estaba cubierto por una capa de material de acarreo de 1.50 m de espesor.

El río San Pedro tiene un carácter eminentemente torrencial, con gastos de estiaje menores de 1 m³/s y gastos máximos de gran intensidad que ocurren en los meses de Julio a Septiembre.

Avenidas del río San Pedro

Aunque no se disponía de un amplio período de datos, se contó con las observaciones recabadas en 1932, año en que ocurrió una avenida de magnitud extraordinaria con gasto máximo de 4 000 m³/s, estimándose que fue semejante a las otras avenidas extraordinarias de que se tiene noticia, ocurridas en 1882 y 1904. Esta última destruyó el puente del ferrocarril de la línea México-Ciudad Juárez.

Aunque hay la probabilidad de que ocurran avenidas mayores que la ocurrida en 1932, de 4 000 m³/s, esta fue la cifra que se adoptó para el diseño de la presa derivadora, teniendo en cuenta que el efecto regulador del vaso de la presa Francisco I. Madero reduciría el gasto máximo de cualesquiera avenida a un gasto menor del adoptado.

Para fijar la altura de la cresta vertedora se hizo un cuidadoso estudio, ya que si se construía una presa baja tendría menor costo y se aumentaría la generación de energía en las caídas que se producen en la descarga del canal principal en el río San Pedro y en la presa Francisco I. Madero y, por otra parte, a mayor altura de la presa se dominaría mayor extensión de tierras y debido a la topografía especial de la región se obtendría una localización más económica del canal principal.

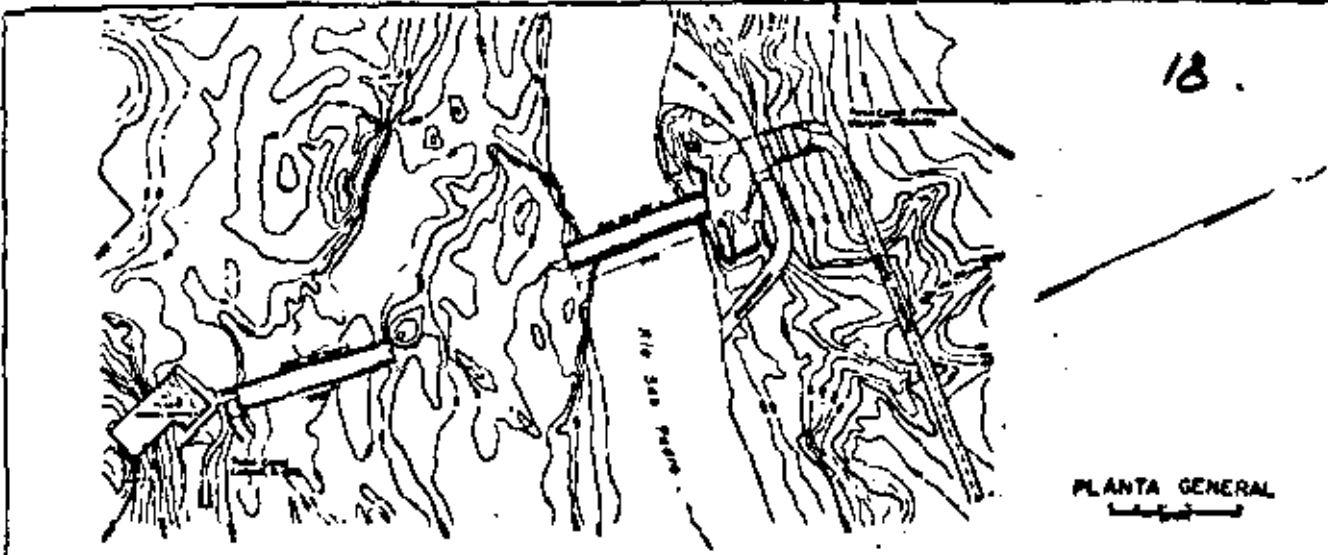
Altura de la cresta vertedora

Se estudiaron los factores citados y sus relaciones entre sí: - a) Costo de la presa a diferentes alturas, b) Costo de las terracerías del canal principal, c) Créditos obtenidos por producción de energía eléctrica y d) Superficies beneficiadas por el riego.

Del estudio y combinación de estos factores se llegó a la conclusión de que la cresta vertedora a la elevación 1191.00 m era la más económica.

Para seleccionar el tipo de presa más económico se estudiaron alternativas para una presa hueca de concreto, una de mampostería de piedra y otra de concreto ciclópeo, habiéndose elegido esta última. Sin embargo, tomando en cuenta la calidad de la roca de que se podía disponer, así como su acarreo y colocación en la obra, se hizo un estudio comparativo entre el costo unitario del concreto ciclópeo y el de un concreto en masa que admitía en su mezcla grava hasta de 6", llegando a la conclusión de que el muro de concreto en masa era el más económico.

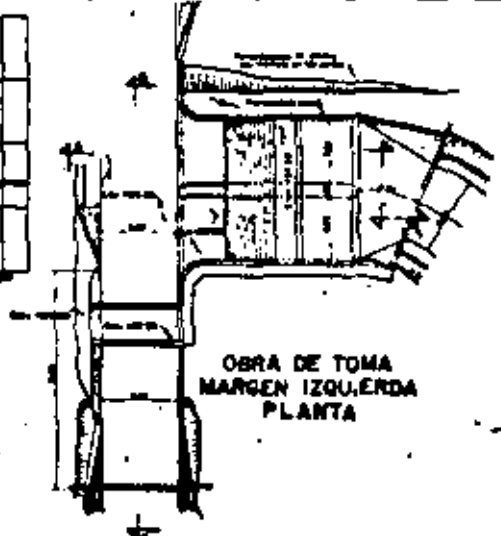
Tipo del vertedor



PLANTA GENERAL

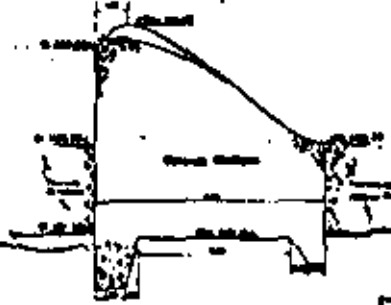


PERFIL DEL MURO VERTEDOR

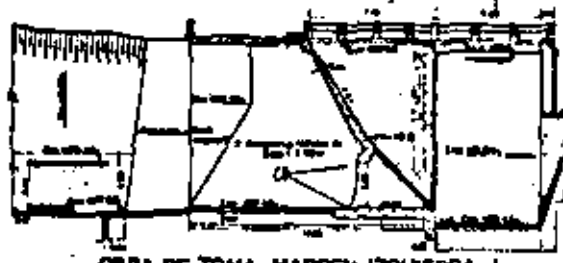


OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA PLANTA

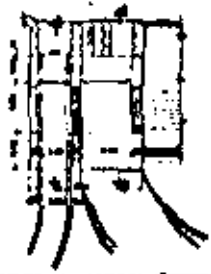
DATOS DEL PROYECTO	
1. Estado de la Obra
2. Lugar de la Obra
3. Características de la Obra
4. Datos de la Obra
5. Datos de la Obra
6. Datos de la Obra
7. Datos de la Obra
8. Datos de la Obra
9. Datos de la Obra
10. Datos de la Obra



SECCION DEL MURO VERTEDOR



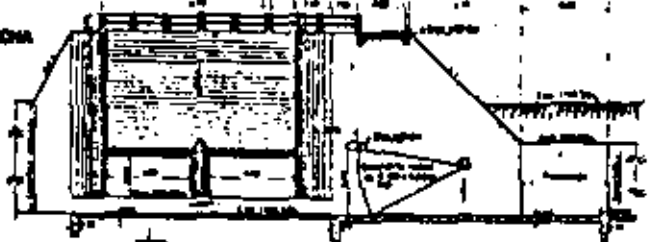
OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA CORTE A-A



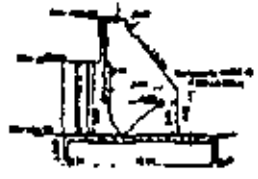
OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA PLANTA



OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA CORTE B-B



OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA CORTE B-B



OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA CORTE C-C



CORTE C-C

DISTRITO DE RIEGO DE DELICIAS, CHIH.
PRESA DERIVADORA DE SAN PEDRO

La presa está constituida esencialmente por la sección vertedora, dividida en dos tramos, y obras de toma con sus correspondientes desarenadores en ambas márgenes. Descripción de la obra.

La sección vertedora tiene unos 125 m de longitud, correspondiendo 57 m al cauce principal, situado a la izquierda, y 68 m al cauce secundario, que es el de la derecha. Consiste en un muro de concreto con perfil en cimacio y provisto de dentellones aguas arriba y aguas abajo, que tiene 10 m de altura sobre el cauce y su cresta está a la elevación 1191.00 m.

El colado del muro se hizo en tramos de 4.80 m de longitud, alternados. El concreto se vació por gravedad a través de canales teniendo especial cuidado de que los agregados no se separaran. El dentellón de aguas arriba se profundizó entre 2 y 3 m habiéndose hecho inyecciones de mortero de cemento cada 3 m a una profundidad de 10 a 12 m y usando presiones de 40 a 80 libras por pulgada cuadrada. El dentellón de aguas abajo se profundizó entre 1 y 2 m. En la construcción del muro vertedor se usaron 4 770 m³ de concreto.

Las obras de desviación de la corriente consistieron esencialmente en una atagüía de tierra construida a unos 50 m aguas arriba del eje de la presa y apoyada directamente en el material de acarreo del río, que desviaba las aguas para hacerlas pasar a través de los canales de arrastre y descarga de la margen izquierda, previamente construidos, y este último prolongado unos 250 m hacia aguas abajo, donde las aguas regresaban al cauce. Con objeto de abatir el nivel de las aguas abajo de la estructura, fué necesario destruir la antigua presa provisional y abrir un canal de unos 300 m de longitud en el centro y a lo largo del cauce. Para mantener en seco las excavaciones se instalaron 6 bombas de 10", de las cuales bastaban 2 para agotar el agua y las 8 restantes se tenían para emergencia.

La avenida máxima considerada, de 4 000 m³/s, pasa sobre la cresta con una carga de 5.50 m, alcanzando el agua la elevación 1196.50 m.

Las obras de limpia y de toma de la margen izquierda tienen por objeto alimentar al canal principal de San Pedro y están embutidas en la ladera izquierda del cañón, separadas del cauce principal por un promontorio de roca de unos 25 m de anchura.

La estructura consiste esencialmente de las siguientes partes: a) El canal de arrastre, b) La estructura de limpia, c) El canal de descarga y d) La obra de toma.

Debido a la localización de la obra, fuera del cauce del río, fué necesario construir un canal de arrastre, que tiene 58 m de longitud, 0.00035 de pendiente y cuya anchura de plantilla se va reduciendo gradualmente de 30 m que tiene en la entrada, a 6 m que tiene al llegar a la estructura de limpia, cuyo piso está a la elevación - -



PRESA DERIVADORA DE SAN PEDRO. Vista desde la margen derecha.

1186.63 m, coincidiendo aproximadamente con el nivel del fondo del cauce. Este canal está excavado en roca en toda su longitud.

La obra de limpia está situada aproximadamente sobre la prolongación del eje de la sección vertedora. La entrada del agua se controla por medio de una compuerta radial de 6.00 m de anchura por 4.00 m de altura, que cierra un claro de iguales dimensiones, quedando su umbral a la elevación 1186.63 m. La compuerta se acciona desde un puente de maniobras con su rasante a la elevación 1197.50 m. Considerando que las aguas del río San Pedro arrastran gran cantidad de azolve, se tuvo especial cuidado en el diseño de esta estructura, estimándose que con un gasto de 75 m³/s, la compuerta trabaja libremente y se tiene una velocidad de 5 m/s, que es suficiente para arrastrar los azolves que se depositan en el canal de arrastre.

El canal de descarga se inicia inmediatamente a la salida de la obra de limpia, tiene 76 m de longitud, 0.005 de pendiente, 6 m de anchura de plantilla y taludes de 1:1. Está excavado en roca en toda su longitud, habiéndose revestido de concreto los primeros 25 m.

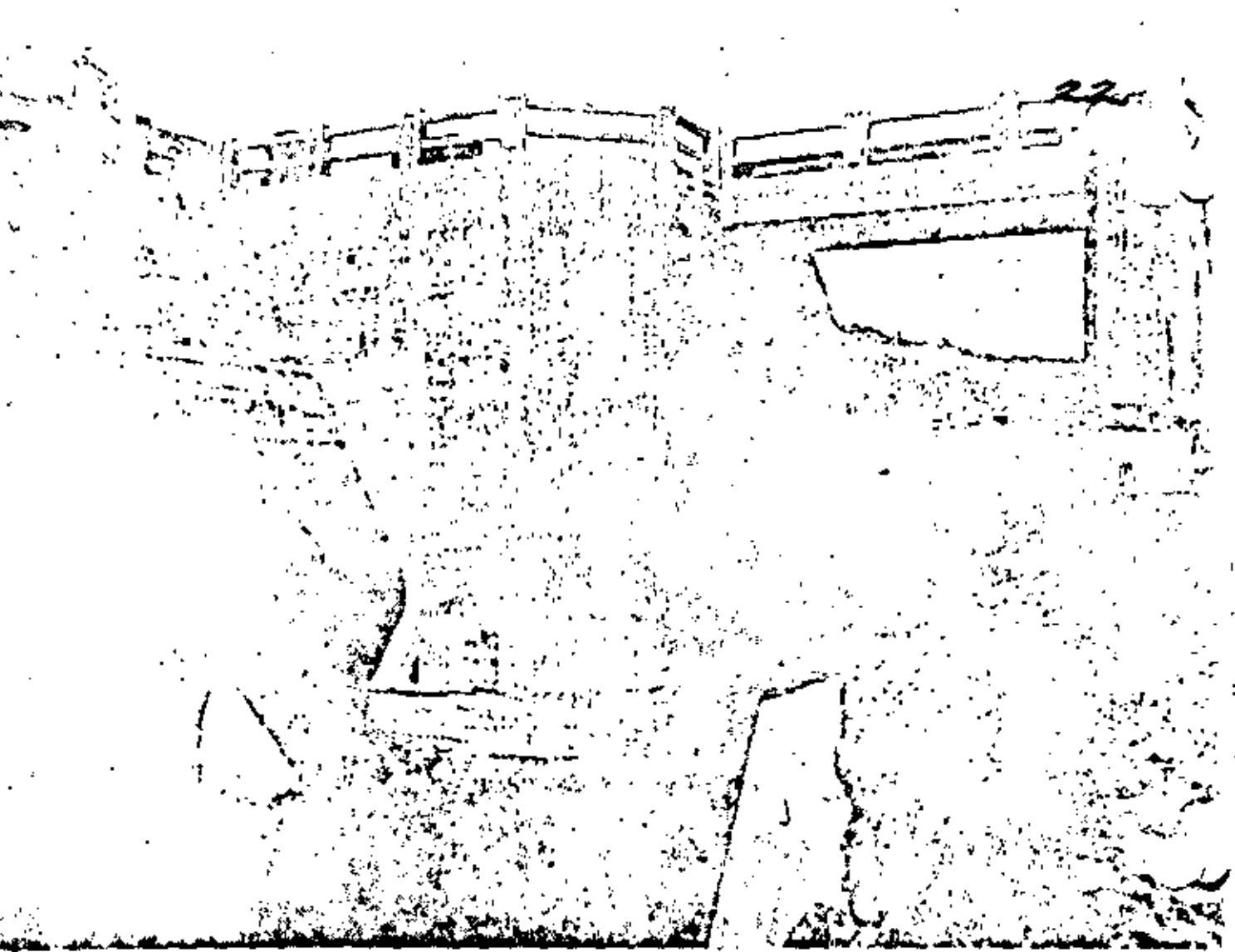
La obra de toma se construyó de concreto reforzado, ligada con la obra de limpia y normal a ésta, quedando su acceso enfrente del canal de arrastre.

La entrada del agua se controla por medio de dos compuertas radiales de 5.00 m de anchura por 2.50 m de altura, alojadas en los extremos en muros verticales y con una pila intermedia de 1.00 m de espesor, quedando su umbral a la elevación 1187.60 m, o sea 0.97 m arriba del nivel de la plantilla del canal de arrastre. El frente de la toma está cerrado por una pantalla de concreto con talud de 0.6:1, para formar orificio. Las compuertas se accionan desde un puente de maniobras que es prolongación del correspondiente a la obra de limpia, quedando su rasante a igual altura que la de éste. La estructura de toma se liga con el canal principal de San Pedro por medio de una transición de 5.00 m de longitud, que reduce la plantilla de los 11.00 m que tiene en la toma, a 6.00 m, que es la anchura de plantilla del canal. La obra de toma tiene capacidad para un gasto de 37.7 m³/s.

Teniendo el nivel de aguas máximas la elevación 1196.50 m, que da un bordo libre de 1.00 para llegar al piso de los puentes de maniobras, que está a la elevación 1197.50 m.

En la construcción de este conjunto de obras de la margen izquierda entraron 1 340 m³ de concreto.

La obra de toma de la margen derecha se construyó ligada al extremo derecho del muro vertedor y tiene por objeto alimentar al lateral Km-105, que aproximadamente sigue la localización del antiguo canal de Paso de Piedra y riega las tierras dominadas por éste, así como una superficie adicional situada aguas abajo. Esta estructura se



PRESA DERIVADORA DE SAN PEIRO. Estructuras de toma y de limpia de la carga izquierda.

construyó de concreto, tiene una capacidad de 5.5 m³/s y está provista de obra de limpia.

La estructura de limpia está situada inmediatamente a la derecha del muro vertedor y con su eje perpendicular al de éste. La entrada del agua se controla por medio de una compuerta radial de 4.00 m de anchura por 3.00 m de altura, que cierra un orificio de iguales dimensiones, quedando su umbral a la elevación 1187.20 m. La compuerta se acciona desde un puente de maniobras con su rasante a la elevación 1196.50 m. Aguas arriba de la compuerta se dejaron en las pilas ranuras de 0.15 x 0.25 m, para colocar agujas de madera de 0.25 x 0.25 m. Inmediatamente aguas abajo del desarenador se excavó en la roca un canal de 4.00 m de anchura de plantilla, que conduce las aguas al centro del cauce.

La estructura de toma propiamente dicha está situada entre el desarenador y el talud rocoso de la margen derecha, quedando su eje paralelo al del desarenador. Consiste esencialmente de un conducto cerrado de sección cuadrada de 2.00 x 2.00 m, con revestimiento de concreto reforzado de 0.30 m de espesor, cuya entrada se controla por medio de una compuerta deslizante de sección cuadrada, de 2.50 m por lado, que se acciona desde un puente de maniobras que es prolongación del correspondiente al desarenador. El umbral de la compuerta queda a la elevación 1188.00 m y la plantilla del conducto está 0.20 m arriba, o sea a la elevación 1188.20 m, quedando por lo tanto 1.00 m arriba de la plantilla del desarenador. El conducto cerrado se prolonga unos 50 m con pendiente de 0.0014, hasta descargar en el origen del lateral Km-105. Aguas arriba de la compuerta deslizante se dejaron ranuras de 0.15 x 0.25 m en las pilas, para colocar agujas de madera de 0.25 x 0.25 m, y cerrar herméticamente la entrada del conducto en casos de emergencia.

En la construcción de las estructuras de limpia y de toma de la margen derecha se utilizaron 240 m³ de concreto reforzado.

Desde su terminación en el año de 1938, la presa derivadora de San Pedro ha venido trabajando normalmente, sin que se hayan presentado crecientes de grandes proporciones.

La presa derivadora de San Pedro se construyó por administración de 1936 a 1938, con un costo total de unos \$ 600 000.00, incluyendo la cantidad erogada en los estudios previos. Costos

Durante los años en que se construyó la presa, los costos para obras semejantes eran mucho más bajos que los actuales.

La presa derivadora de San Pedro inicialmente permitió aprovechar el régimen natural del río San Pedro, así como los sobrantes del río Conchos, en riego de terrenos situados en las márgenes de aquella corriente. Posteriormente, una vez construida aguas arriba la presa Francisco I. Madero, permitió el aprovechamiento total del río San Pedro y de los sobrantes del río Conchos, mejorándose el abastecimiento de agua en las zonas abiertas al cultivo antes. Beneficios

27

PRESA DERIVADORA DE EL SUFRAGIO

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO FUERTE, SIN.

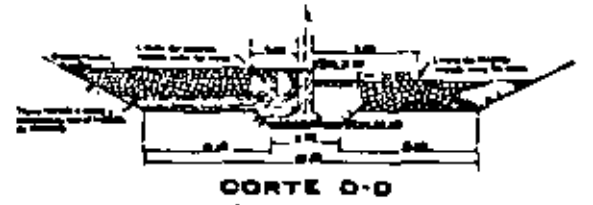
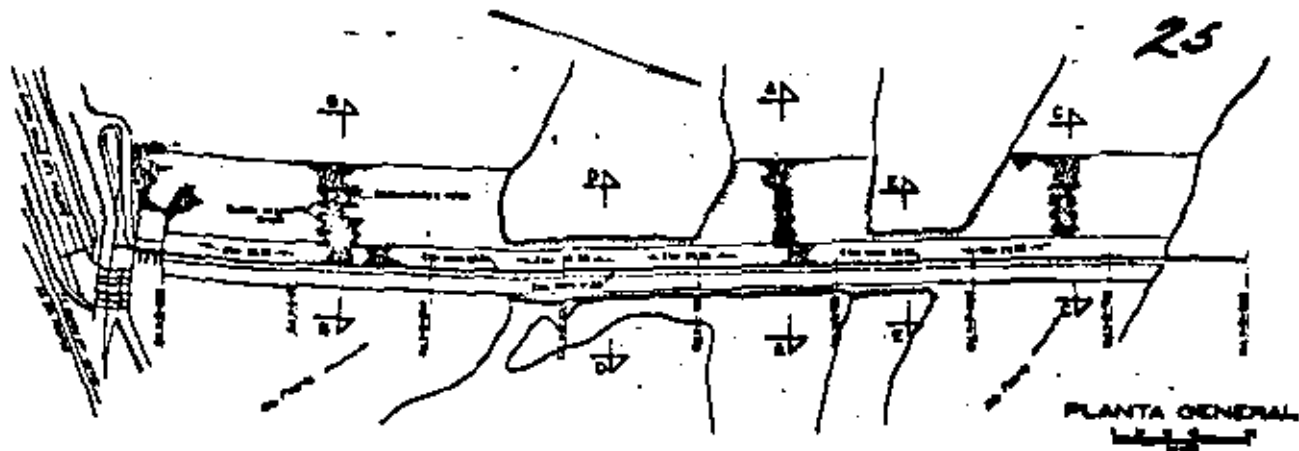
La presa derivadora de El Sufragio está situada sobre el río - **Situación**
Fuerte, a unos 3 Km aguas abajo de la población de San Blas, en el municipio del Fuerte del Estado de Sinaloa.

La presa derivadora de El Sufragio se construyó con el objeto **Objeto**
de derivar las aguas del río Fuerte, mediante el canal SICAE, para regar en la Primera Etapa de desarrollo del Distrito, que corresponde -
al aprovechamiento del régimen natural de esta corriente, una superficie de 40 000 Ha de terrenos de la margen izquierda. En la Segunda -
Etapa de desarrollo del Distrito, que corresponde al aprovechamiento -
de las aguas del río Fuerte controladas en la presa Miguel Hidalgo, la
derivación para riego de la margen izquierda se hará en la misma presa
de El Sufragio, aprovechando un tramo del canal SICAE, con las modificaciones
y adaptaciones que se requieren para alimentar el canal
del Valle del Fuerte (Canal Bajo) con la misma estructura, pasando a
regarse una superficie total de 180 000 Ha.

El desarrollo del actual Distrito de Riego del Río Fuerte se **Antecedentes**
inició en 1918, cuando la United Sugar Companies, propietaria de la
mayor parte de los terrenos de la zona baja del valle del río Fuerte,
inició en la margen izquierda la construcción de un sistema de riego
por bombeo para aprovechar las aguas de estiaje. Las obras consistían
en varios canales principales y una red de distribución completa
y estaban destinados casi exclusivamente a proporcionar riego a los
cultivos de caña de azúcar del ingenio de Los Mochis. Dicho sistema
se fué ampliando paulatinamente de acuerdo con las necesidades del ingenio
y del gasto de estiaje de la corriente.

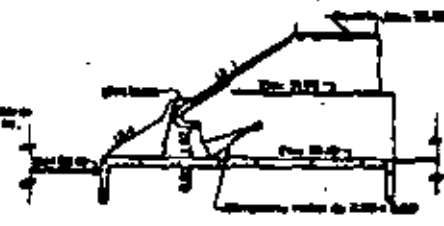
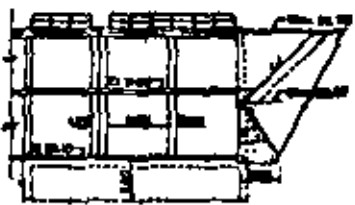
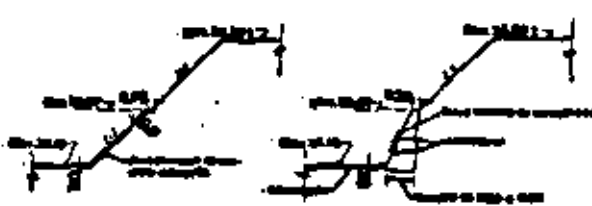
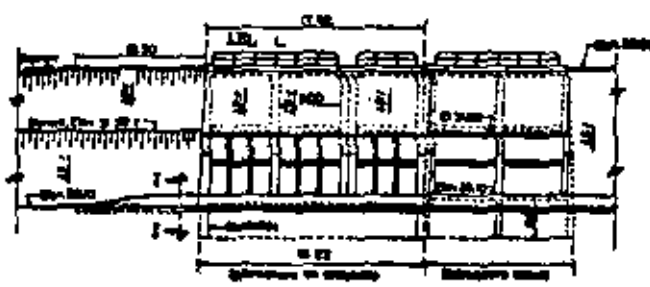
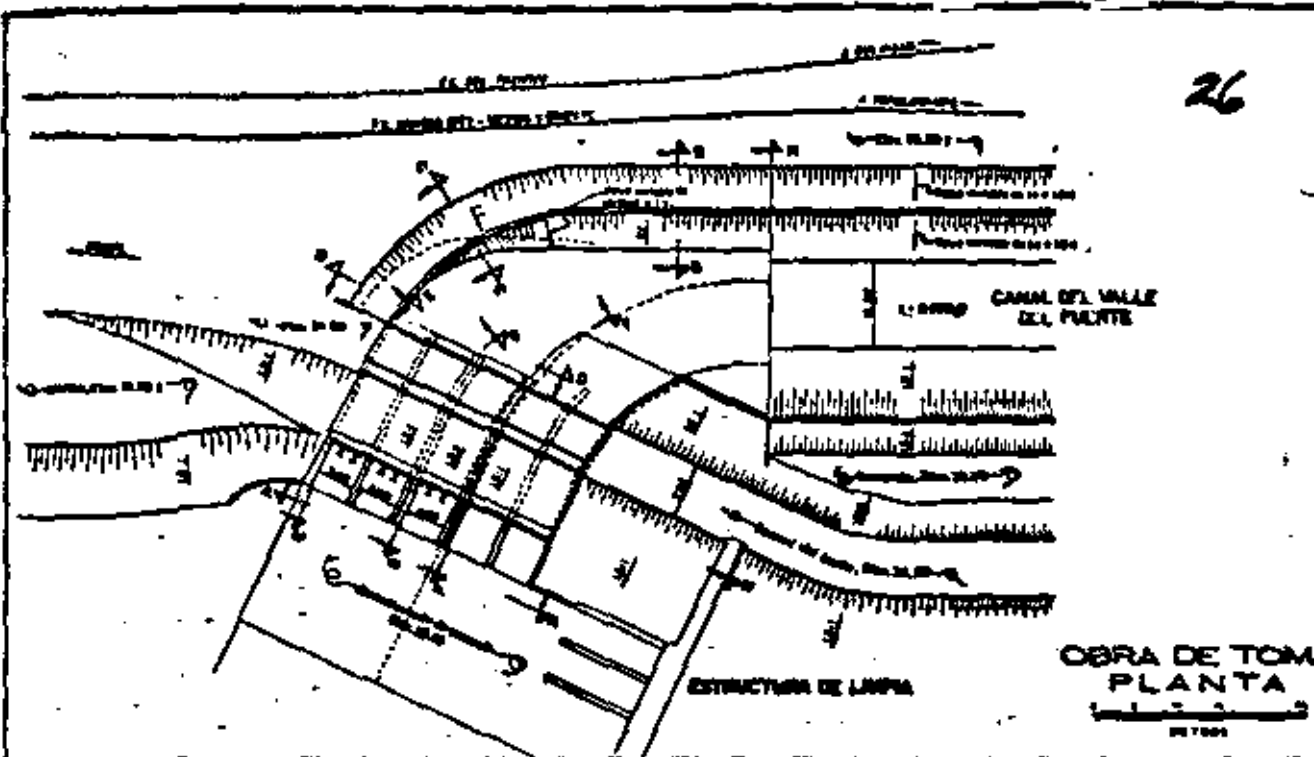
En el año de 1938 fueron expropiados los terrenos de la compañía
para dotar a los ejidatarios de la región, constituyéndose la Sociedad
de Interés Colectivo Agrícola Ejidal, Emancipación Proletaria
de R.S. (SICAE). Esta Sociedad conservó y amplió las obras proporcionando
riego no solamente a los cultivos de caña de azúcar del ingenio
de Los Mochis, sino también a otra clase de cultivos, tanto en los terrenos
de la propia SICAE como en ejidos independientes y en pequeñas
propiedades.

Considerando que la explotación del sistema de bombeo resultaba
sumamente costosa y además se tenían serias dificultades para operar
los equipos dentro del cauce del río, dado el carácter divagante
de éste en la planicie costera, requiriéndose limpiar anualmente los
canales alimentadores y estando en constante peligro las instalaciones,
la SICAE promovió en el año de 1945 la construcción de un sistema
de riego por gravedad que aprovecharía aguas de estiaje y avenidas
del río Fuerte y que además permitiría ampliar la superficie de riego



DATOS DEL PROYECTO	
Longitud de la presa proyectada	745.00 m
Superficie de la presa proyectada	2,015.00 m ²
Superficie de la presa proyectada	34.75 m ²
Superficie de la presa proyectada	34.75 m ²
Superficie de la presa proyectada	147.00 m ²
Superficie de la presa proyectada	34.75 m ²

COMISION DEL RIO FUERTE, SIN.
PRESA DERIVADORA DEL SUFRAGIO



MODIFICACIONES A LOS DATOS DEL PROYECTO

Completado de la obra	1920
Obs. de la ejecución de la obra	1920
Obs. del estado del estado de la obra	



COMISION DEL RIO FUERTE, S.N.
PRESA DERIVADORA DEL SUFRAGIO
MODIFICACIONES A LA OBRA DE TOMA

de 18 000 Ha a 25 000 Ha. La construcción de dicho sistema se inició desde luego mediante un convenio celebrado entre la ahora extinta Comisión Nacional de Irrigación y la mencionada SICAE, llegándose a regar una superficie de 40 000 Ha, de las cuales, 20 600 Ha ya recibían riego con anterioridad, en parte fuera del control de la citada Sociedad.

Originalmente el Sistema SICAE consistía en la presa derivadora de El Sufragio y el canal SICAE, que se iniciaba en su extremo izquierdo con capacidad de 40 m³/s, tenía un desarrollo total de 44.4 Km y conectaba con los antiguos sistemas de conducción y distribución.

Actualmente, correspondiendo con la construcción de la presa Miguel Hidalgo (El Mahone), se está construyendo el Canal del Valle del Fuerte, que se inicia en la obra de toma de la presa derivadora de El Sufragio, que está siendo acondicionada. Para la localización de este canal se aprovecharon los primeros 3.2 Km del canal SICAE que se ampliaron de su capacidad original de 40 m³/s a 147 m³/s. El canal SICAE pasará a ser un lateral del mencionado Canal del Valle del Fuerte y será alimentado por éste.

La presa derivadora de El Sufragio se construyó en un sitio del río Fuerte donde el cauce está dividido en dos brazos, siendo el más importante el de la izquierda. La presa está constituida por una sección vertedora dividida en dos tramos, uno en cada brazo, y las estructuras de limpia y de toma, situadas en el extremo izquierdo de la presa y ligadas con la sección vertedora.

Descripción general de la obra

Para hacer la derivación durante la Primera Etapa, la presa se construyó con las siguientes características:

La sección vertedora tiene unos 410 m de longitud, correspondiendo 240 m al tramo izquierdo y 170 m al derecho, y 3.10 m de altura máxima. Está construida en su mayor parte de enrocamiento a volteo colocado sobre el material de acarreo del río, previa limpia.

La cresta vertedora está formada por un muro de concreto simple de 3.10 m de altura y 1.00 m de espesor, provisto de una zapata de 2.00 m de anchura en la base, que se desplantó sobre el lecho del río, quedando su cresta a la elevación 29.60 m. En el paramento de aguas arriba se apoya un relleno de tierra vaciada a volteo y compactada con el paso de los vehículos, que está empotrado en el material de acarreo del río mediante una trinchera de 1.50 m de profundidad. Este relleno está protegido con una capa de roca de 1.00 m de espesor y talud de 3:1, con una ligera curvatura en la parte superior para rematar a la altura de la cresta vertedora, vaciándose concreto en los huecos que quedan entre las rocas en una faja de 8.00 m inmediata a ésta.

Aguas abajo del muro vertedor se construyó un amplio delantal de enrocamiento de unos 70 m de anchura y unos 2.00 m de espesor mínimo, que se inicia 1.00 m abajo de la cresta vertedora con una banquetta de 16.00 m de anchura, acondicionada como vado para el paso de ve-



Oora de toma y canal SIEAR.

riculos; siguiendo a continuación con una pendiente de 12:1 por una distancia de unos 50 m, hasta encontrar el lecho del río, terminando en una trinchera de forma trapezoidal de 5.00 m de anchura de plantilla, unos 4.00 m de profundidad y taludes de 1.5:1, rellena de roca, que liga con la zona de enrocamiento del delantal y cuya parte superior coincide con el lecho del río.

La superficie del enrocamiento en este delantal está formada por piedras de gran tamaño y sin finos intermedios, con el acomodo necesario para evitar la formación de cauces que pudieran ampliarse con el escurrimiento del agua. En una faja de 24.00 m de anchura inmediata al muro vertedor y a lo largo de éste, los huecos superficiales se rellenaron de concreto.

En el delantal de enrocamiento se construyeron 4 costillas de concreto paralelas al muro vertedor y espaciadas 10.00 m de centro a centro, quedando la primera a 24.00 m de éste, es decir, donde termina la zona rellena de concreto en los huecos superficiales. Estas costillas tienen como mínimo 1.50 m de anchura en la superficie, 1.00 m en la base y 1.50 m de profundidad y para alojarlas se excavaron zanjas en el enrocamiento, que se rellenaron de concreto con las precauciones necesarias para ligar las rocas de las paredes y el fondo.

Las estructuras de limpia y de toma están situadas en el extremo izquierdo de la presa, ligadas con la sección vertedora de ésta y se construyeron de concreto reforzado.

La obra de limpia consiste en una losa de concreto de 0.70 m de espesor, cuya cara superior constituye el piso de la estructura y desde se desplantan 5 machones de 0.90 m de espesor, 11.90 m de altura y espaciados 4.00 m, formando 4 cámaras que soportan al puente de maniobras situado en la parte superior, con su rasante a la elevación 37.00 m. En los machones se alojan 4 compuertas radiales de 4.00 m de anchura por 5.00 m de altura, con su umbral a la elevación 25.10 m, que aproximadamente coincide con la elevación del lecho del río. Aguas arriba la estructura está provista de una pantalla de concreto con talud de 0.25:1, para formar orificio. Inmediatamente aguas arriba de los orificios se dejaron ranuras para colocar agujas que, en caso necesario, permiten cerrar herméticamente los conductos. Las agujas se operan desde una losa de concreto de 1.50 m de anchura que se coló a la elevación 30.10 m, inmediatamente abajo de la pantalla y ligada con ésta.

El vado de la sección vertedora está ligado por medio de una rassa con pendiente de 0.040, con el puente que pasa inmediatamente aguas abajo de los machones, que tiene 5.00 m de anchura y su rasante está a la elevación 29.60 m.

La obra de toma se construyó normal a la obra de limpia y ligada con la estructura de ésta, quedando su entrada enfrente del canal de arrastre. La estructura consiste esencialmente en una losa o plataforma de concreto donde se desplantan muros verticales en los extremos y un machón intermedio, que soportan al puente de maniobras cons-



PRESA DERIVADORA DE EL SUFRAGIO. Obras de tomas y de limpia en la Primera Etapa

truido en la parte superior. En el lado de aguas arriba la estructura está provista de una pantalla de concreto con talud de 1.5:1 para formar orificio. La derivación se controla por medio de 2 compuertas radiales de 5.00 m de anchura por 2.50 m de altura, con su umbral a la elevación 26.10 m, o sea 1.00 m más alto que el piso de la estructura de limpia. Las compuertas se accionan desde el puente de maniobras, que tiene su rasante a la elevación 36.50 m.

Inmediatamente aguas arriba de los orificios se dejaron ranuras para colocar agujas que en caso necesario permiten cerrar herméticamente los conductos. Las agujas se operan desde una losa de concreto que se coló inmediatamente arriba, ligada con la estructura y situada a la elevación 31.00 m.

Esta obra se construyó para una capacidad de 40 m³/s.

En la construcción de la presa derivadora de El Sufragio con estas características se emplearon 162 168 m³ de roca, 20 211 m³ de concreto simple y 1 864 m³ de concreto reforzado.

El diseño de la presa se hizo tomando en cuenta el nivel máximo alcanzado por el agua en la creciente extraordinaria ocurrida el 9 de Diciembre de 1943, que ascendió hasta la elevación 34.70 m, con un gasto de 12 675 m³/s. Sobre esta elevación se dejó un bordo libre de 1.80 m para fijar la rasante del puente de maniobras de la toma y la elevación de la corona de los bordos, que están a la elevación 36.50

Operación de la presa

La presa se terminó en Abril de 1952 y funcionó normalmente -- dando paso a las avenidas sin que la estructura sufriera averías y derivando el agua para riego de 40 000 Ha.

La presa derivadora de El Sufragio fué construida a contrato -- por las compañías Central de Sanalona, S.A. y Techo Eterno Eureka, -- S.A., mancomunada y solidariamente entre Marzo de 1951 y Abril de 1952, según contrato número I-50-4.

Costo de la obra en la Primera Etapa

La presa derivadora de El Sufragio tuvo un costo de -- \$ 4 872 363.93 correspondiendo \$ 3 792 784.93 a los pagos hechos a la compañía contratista, \$ 813 375.00 al importe del cemento y acero de refuerzo, y \$ 266 204.00 al costo de las compuertas y sus mecanismos, así como la instalación de los mismos.

Con objeto de adaptar la presa derivadora de El Sufragio a las necesidades de la Segunda Etapa de desarrollo del Distrito de Riego -- del Río Fuerte, fué necesario hacer una serie de modificaciones a la estructura, que se iniciaron a fines de 1954, otorgándosele el contrato correspondiente a la compañía contratista La Victoria y Asociados, S.A.

Modificaciones a la presa.

Las modificaciones consisten esencialmente en la sobreelevación y prolongación de la sección vertedora, hasta cubrir todo el cauce de avenidas; en la demolición de una parte de la estructura de toma y su

ampliación para instalar 3 compuertas adicionales, de las mismas dimensiones de las que estaban originalmente en servicio, para que la toma definitiva cuente con 5 compuertas; y la estabilización del cauce del río por medio de enrocamientos.

El 15 de Enero de 1955 y encontrándose las obras de adaptación de la presa en proceso de construcción, se presentó una avenida extraordinaria con gasto máximo de 8 700 m³/s, que amplió el brazo izquierdo del río hacia la derecha del cauce, requiriéndose prolongar la sección vertedora de aquel brazo hasta unirse con la correspondiente al brazo derecho.

Las modificaciones a la sección vertedora consistieron en prolongarla, de 410 m de longitud que tenía entre los dos tramos, a 740 m de longitud, cubriendo todo el cauce. En el tramo que corresponde al brazo izquierdo, el muro vertedor se sobreelevó 0.60 m, quedando la cresta vertedora a la elevación 30.20 m. En el tramo restante la cresta vertedora se dejó a mayor altura y en forma escalonada longitudinalmente. El enrocamiento de protección del lado de aguas arriba se sobreelevó hasta quedar a la misma altura de la cresta vertedora.

La estructura de la obra de toma se amplió, aumentándole 3 cámaras para alojar otras tantas compuertas quedando provista definitivamente de 5 compuertas radiales de 5.00 m de anchura por 2.50 m de altura.

Como complemento de la estructura se están haciendo trabajos de estabilización del cauce en ambos lados de la presa, consistentes especialmente en enrocamientos de protección.

Mediante estas adaptaciones se aumentará la capacidad de la toma de 40 m³/s a 147 m³/s.

Los trabajos de adaptación de la presa se encuentran actualmente en construcción y quedarán terminados en 1955, después de la temporada de avenidas de verano.

La presa derivadora de El Sufragio permitió regar por gravedad los terrenos de la margen izquierda del río Fuerte que originalmente se regaban por bombeo, y ampliar la superficie regada hasta 40 000 Ha. Beneficios

En la Segunda Etapa de desarrollo del Distrito pasará a regar una superficie total de 180 000 Ha de la margen izquierda, con el consiguiente ahorro obtenido al evitar la construcción de una nueva presa derivadora.

PRESA DERIVADORA DE CAHUINAHUADISTRITO DE RIEGO DEL RIO FUERTE, SIN

La presa derivadora de Cahuinahua está situada sobre el río -- Situación
Fuerte, a unos 7 Km aguas abajo de la presa derivadora de El Sufragio
y 10 Km aguas abajo de la población de San Blas, en el municipio del
Fuerte del Estado de Sinaloa.

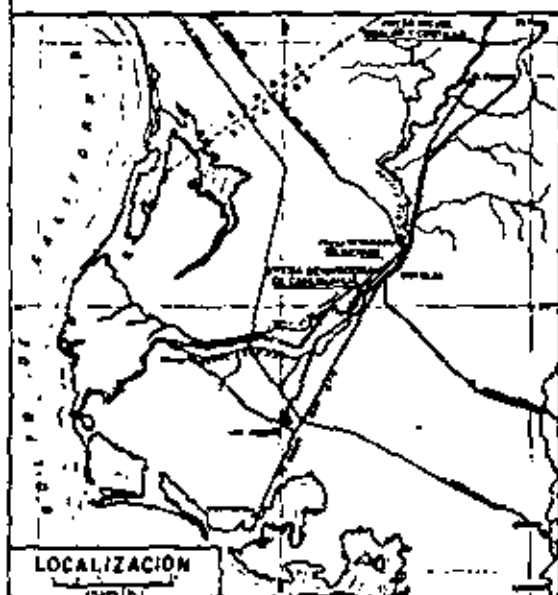
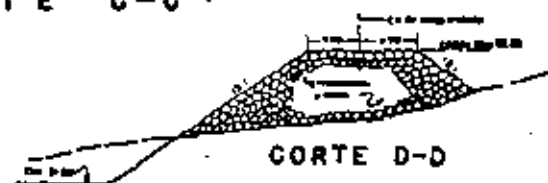
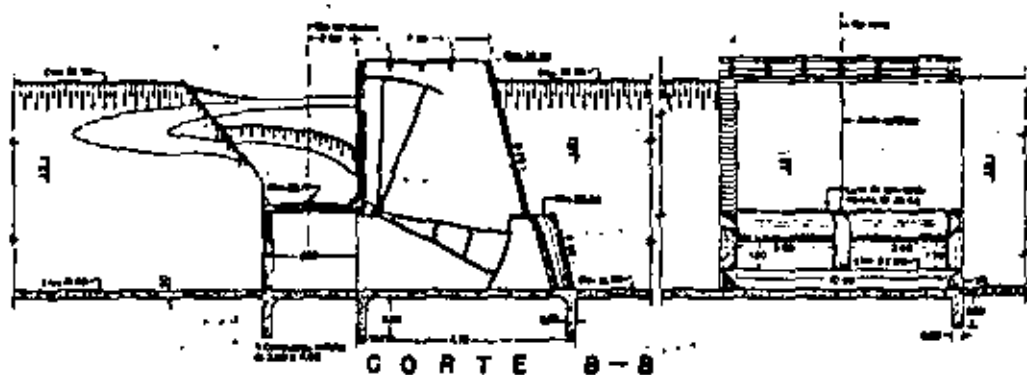
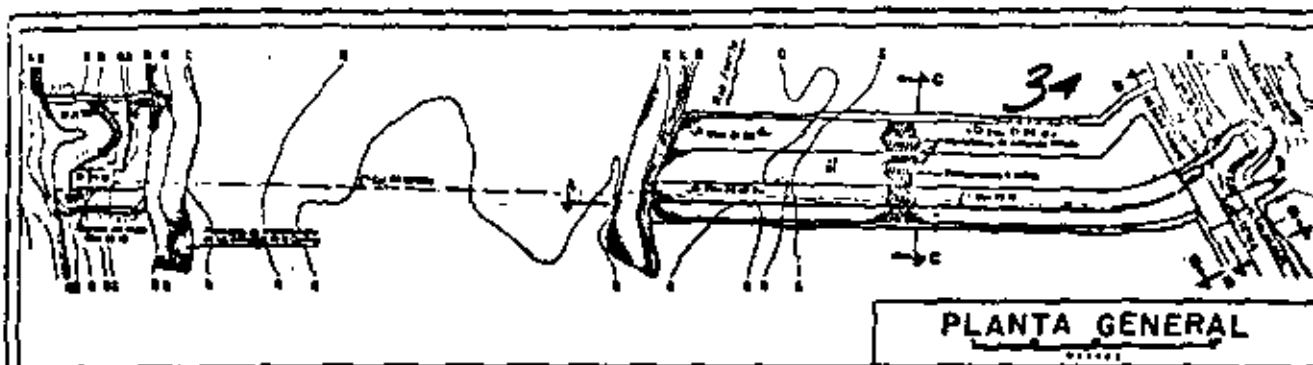
La presa derivadora de Cahuinahua tiene por objeto derivar las -- Objeto
aguas del río Fuerte, mediante el canal Cahuinahua, para regar terre-
nos de la margen derecha. En la Primera Etapa de desarrollo del Dis-
trito, que comprende el aprovechamiento del régimen natural del río -
Fuerte, se riega mediante estas obras una superficie de 30 000 Ha, --
susceptible de ampliarse hasta 37 500 Ha al terminar la Segunda Etapa,
que requiere la terminación de la presa de almacenamiento Miguel Hi-
dalgo.

El desarrollo agrícola de los terrenos de la margen derecha del -- Antecedentes
río Fuerte se inició después que los de la margen izquierda, debido -
principalmente a que en esta margen se aprovechaba prácticamente todo
el gasto de estiaje del río. Inicialmente el aprovechamiento se hacía
mediante bombeo, para regar con aguas de avenidas los terrenos situa-
dos en las vegas, y las obras consistían en varias plantas de bombeo
con sus correspondientes sistemas de conducción y distribución, insta-
ladas y operadas por iniciativa privada, que permitieron llegar a re-
gar, con deficiencias y mediante fuertes inversiones anuales, una su-
perficie de 15 000 Ha.

Teniendo en cuenta que la potencialidad del régimen natural del
río Fuerte permitía ampliar la superficie de riego aprovechando aguas
de avenidas, y en vista del éxito obtenido con el sistema SICAE, por
iniciativa de los agricultores de la margen derecha y con su ayuda --
económica se construyó el canal Cahuinahua, con su correspondiente -
presa derivadora, que actualmente riega una superficie de 30 000 Ha, -
que incluyen las 15 000 Ha que antes se regaban por bombeo. .

Una vez terminada la presa de almacenamiento Miguel Hidalgo se
podrá ampliar la superficie de riego de esta margen hasta 37 500 Ha,
mediante la construcción del lateral Tavelojeca, que se inicia en el
extremo del canal Cahuinahua y riega una faja de terrenos inmediatos
al litoral.

La presa derivadora de Cahuinahua se construyó sobre el río -- Descripción
Fuerte, en un sitio donde el cauce está dividido en dos brazos, sien- --
do el más importante el de la derecha. La presa está constituida --
esencialmente por una sección vertedora dividida en dos tramos, uno -
en cada brazo, y las estructuras desarenadora y de toma, situadas en
el extremo derecho de la presa y ligadas con ésta. -- la obra



DATOS DEL PROYECTO	
Longitud de la cresta vertederos	847.00 m
Elevación de la cresta vertederos	28.10 m
Área máxima (Octubre de 1945)	2879.00 m ²
Carga máxima (Año 2030)	0.40 m
Elevación de la cresta del fondo	32.80 m
Capacidad de la presa	30.00 m ³
Elevación de la planicie de la presa	22.90 m
Elevación del nivel del agua en la presa	24.77 m

**COMISION DEL RIO FUERTE, SIN.
PRESA DERIVADORA DE CAHUINAHUA**

La sección vertedora tiene unos 547 m de longitud, correspondiendo 510 m al tramo derecho y unos 37 m al izquierdo, y 3.10 m de altura máxima. Está construida en su mayor parte de enrocamiento a volteo colocado sobre el material de acarreo del río, previa limpia.

La cresta vertedora está formada por un muro de concreto simple de 3.10 m de altura y 1 m de espesor, provisto de una zapata de 2.00 m de anchura en la base, que se desplantó desde el lecho del río, quedando su cresta a la elevación 25.10 m. En el paramento de aguas arriba se apoya un relleno de tierra vaciada a volteo y compactada con el paso de los vehículos, que está empotrado en el material de acarreo del río mediante una trinchera de 1.50 m de profundidad. Este relleno está protegido con una capa de roca de 1.00 m de espesor y talud de 3:1, con una ligera curvatura en la parte superior para renatar a la altura de la cresta vertedora, vaciándose concreto en los huecos que quedan entre las rocas en una faja de 8.00 m inmediata a ésta.

Aguas abajo del muro vertedor se construyó un amplio delantal de enrocamiento de unos 70 m de anchura, y unos 2.00 m de espesor mínimo, que se inicia 1.00 m abajo de la cresta vertedora con una banquetta de 16 m de anchura, acondicionada como vado para el paso de vehículos; siguiendo a continuación con una pendiente de 12:1 por una distancia de unos 50 m, hasta encontrar el lecho del río, terminando en una trinchera de forma trapecial de 5.00 m de anchura de plantilla, unos 4.00 m de profundidad y taludes de 1.5:1 rellena de roca, que liga con la zona de enrocamiento del delantal y cuya parte superior coincide con el fondo del lecho del río.

La superficie del enrocamiento en este delantal está formada por piedras de gran tamaño y sin finos intermedios, con el acomodo necesario para evitar la formación de cauces que pudieran ampliarse con el escurrimiento del agua. En una foja de 26.00 m de anchura, inmediata al muro vertedor y a lo largo de éste, los huecos superficiales se rellenaron de concreto.

En el delantal de enrocamiento se construyeron 4 costillas de concreto paralelas al muro vertedor y espaciadas 10.00 m de centro a centro, quedando la primera a 26.00 m de éste, es decir, donde termina la zona rellena de concreto en los huecos superficiales. Estas costillas tienen como mínimo 1.50 m de anchura en la superficie, 1.00 m en la base y 1.50 m de profundidad y para formarlas se excavaron zanjas en el enrocamiento, que se rellenaron de concreto con las precauciones necesarias para ligar las rocas de las paredes y el fondo.

En los extremos de la sección vertedora se colocaron delantales de roca como protección.

Las estructuras de limpia y de toma están situadas en el extremo derecho de la presa, ligadas con ésta, y se construyeron totalmente de concreto reforzado.



PRESA DERIVADORA DE CAHUINAHUA. Estructura de la obra de limpia, en construcción

La estructura de limpia consiste esencialmente en una losa de 0.50 m de espesor, cuya cara superior constituye el piso de la estructura, y donde están desplantadas 3 pilas de 0.90 m de espesor, unos 12 m de altura y espaciadas 3.90 m, así como dos muros verticales en sus extremos, de 0.85 m de espesor, que soportan al puente de maniobras situado en la parte superior. Entre los muros y las pilas se alojan 4 compuertas radiales de 3.90 m de anchura por 4.00 m de altura, con su umbral a la elevación 21.50 m que aproximadamente coincide con la elevación del lecho del río. El agua llega a la estructura por un canal de arrastre de 18 m de anchura de plantilla y 40 m de longitud y descarga por un canal de igual anchura de plantilla y 60 m de longitud. Las compuertas se accionan desde el puente de maniobras, que tiene su rasante a la elevación 33.50 m. La estructura está provista en su extremo de aguas arriba de una pantalla de concreto con talud de 0.25:1 para formar orificio.

El vado de la sección vertedora está ligado por medio de una rampa con pendiente de 0.05, con el puente que pasa inmediatamente aguas abajo de las pilas, que tiene 5.00 m de anchura y su rasante está a la elevación 26.10 m.

La obra de toma está ligada con la estructura de limpia y su eje forma un ángulo de 90° con el de ésta quedando precisamente enfrente del canal de arrastre. La estructura consiste en una losa o plataforma donde se desplantan muros verticales en los extremos y un machón intermedio, que separa dos cámaras de compuertas y soporta al puente de maniobras construido en la parte superior. En el lado de aguas arriba se construyó una pantalla de concreto con talud de 1.5:1 para formar orificio. La derivación se controla por medio de 2 compuertas radiales de 5.00 m de anchura por 2.00 m de altura, con su umbral a la elevación 22.50 m, o sea 1.00 m más alto que el piso de la estructura de limpia. Las compuertas se accionan desde el puente de maniobras, que tiene su rasante a la elevación 32.50 m.

Inmediatamente aguas arriba de los orificios se dejaron ranuras para colocar agujas, que en caso necesario permiten cerrar herméticamente los conductos. Las agujas se operan desde una losa de concreto que se coló inmediatamente arriba, ligada con la estructura y situada a la elevación 26.62 m.

El extremo de aguas abajo de la estructura de toma, de sección rectangular, se liga por medio de una transición con la sección trapezoidal del canal Cahuinahua.

La obra de toma tiene una capacidad total de 30 m³/s.

La estructura se proyectó tomando en cuenta el nivel máximo alcanzado por el agua en la creciente extraordinaria ocurrida el 9 de Diciembre de 1943, que fué la elevación 31.50 m, con un gasto de 12 675 m³/s. Sobre esta elevación se dejó 1.00 m de bordo libre para fijar la elevación de la rasante del puente de maniobras de la toma y la elevación de la corona de los bordos.

Operación
de la pre
sa

La presa se terminó en Diciembre de 1952 y desde esta fecha ha estado funcionando normalmente, dando paso a las avenidas sin que la estructura haya sufrido averías. El día 16 de Enero de 1955 se presentó una avenida de 8 700 m³/s, que es la máxima ocurrida desde la terminación de la obra, sin que se registrara ninguna anomalía en el funcionamiento de ésta.

La presa derivadora de Cahuiuahua fué construida a contrato por la compañía Constructores, S.A. de C.V. conforme al contrato L-50-2 y a subcontrato por Central Sonaloma, S.A. y Techo Eterno Eureka, S.A., entre Octubre de 1950 y Diciembre de 1952. En la construcción de la obra entraron 257 891 m³ de roca y 23 643 m³ de concreto. Costos

La presa derivadora de Cahuiuahua tuvo un costo total de \$ 6 118 359.30, correspondiendo aproximadamente \$ 1 000 000.00 al importe del cemento, acero de refuerzo, compuertas y mecanismos elevadores y el resto al importe de los pagos hechos a la compañía contratista.

La presa derivadora de Cahuiuahua es una obra típica entre las muchas presas derivadoras construidas por la Secretaría de Recursos Hidráulicos en las regiones áridas y semi-áridas del país, para llevar el agua hacia las tierras fértiles. Beneficios

La construcción de esta presa y el canal Cahuiuahua permiten regar por gravedad las 15 000 Ha de terrenos de la margen derecha del río Fuerte que se venían regando por bombeo, en forma deficiente, y una superficie adicional de 15 000 Ha de terrenos que se encontraban cubiertos de vegetación. Además, en el futuro se puede ampliar la superficie de riego en 7 500 Ha, mediante la construcción del lateral Tavelojeca.

39

PRESA DERIVADORA DE CULIACANDISTRITO DE RIEGO DEL RIO CULIACAN, SIN.

La presa derivadora de Culiacán está situada sobre el río del mismo nombre, inmediatamente aguas abajo del puente del ferrocarril del Pacífico y en las inmediaciones de la ciudad de Culiacán, en el municipio de igual nombre del Estado de Sinaloa. Situación

La presa derivadora de Culiacán tiene por objeto derivar las aguas extraídas a la presa de Sanalona, construida sobre el río Tamazula, que completan el régimen generado en el resto de la cuenca del río Culiacán, para satisfacer las demandas de riego de una superficie de 83 400 Ha situadas en el valle de Culiacán, susceptible de ampliarse hasta 95 000 Ha, cuando se construya la presa de El Humaya, sobre el río del mismo nombre. Objeto

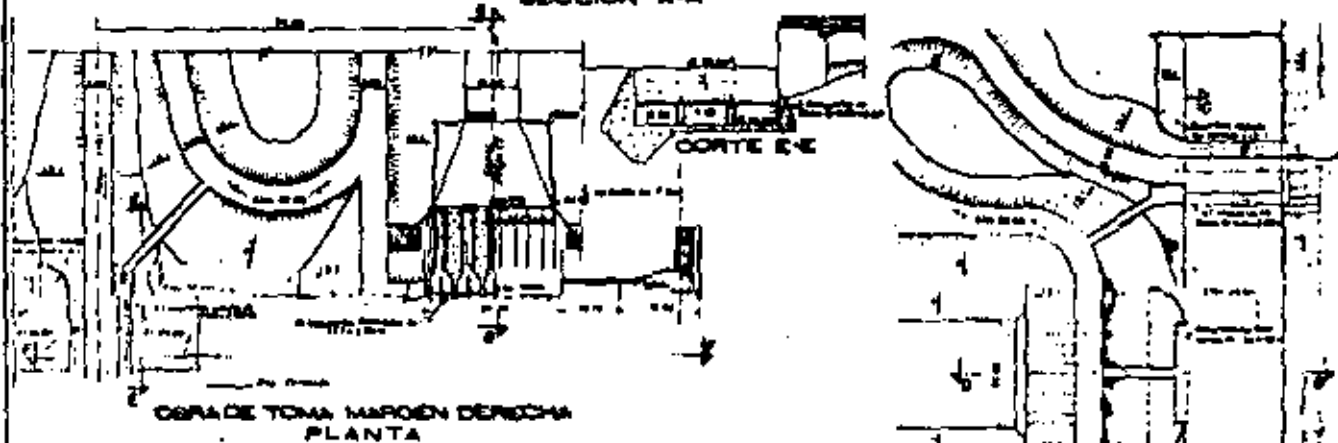
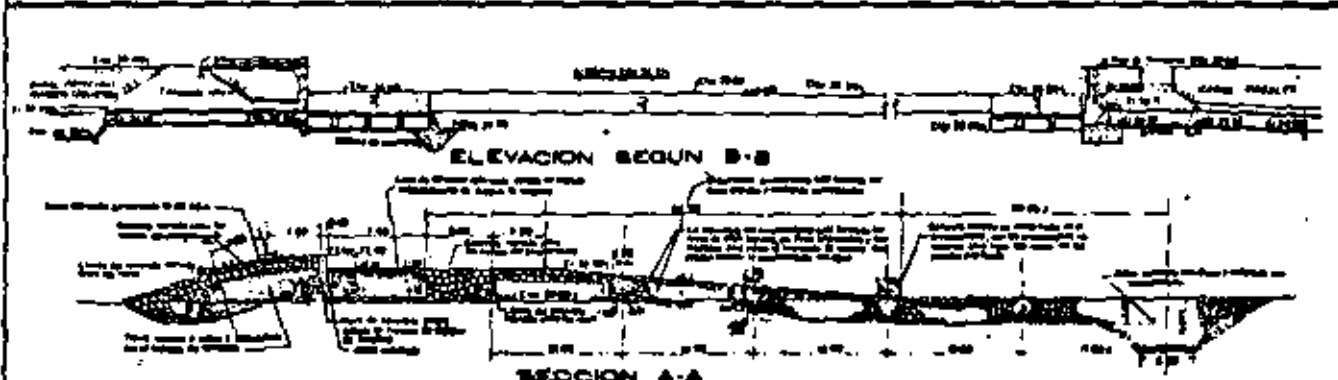
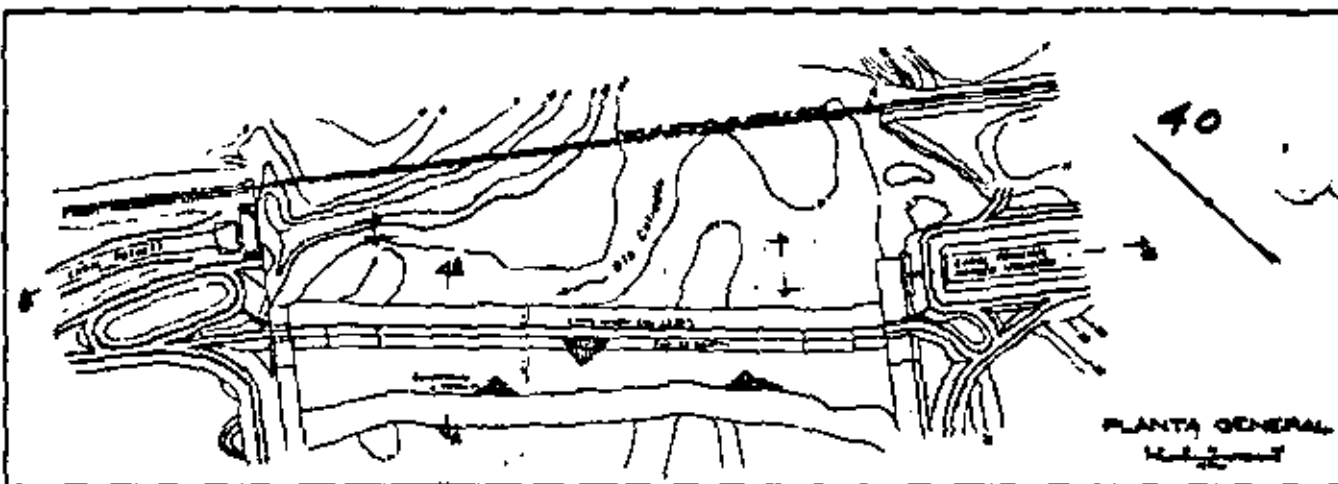
Las primeras obras para el aprovechamiento de las aguas del río Culiacán, que fueron efectuadas a fines del siglo pasado por la compañía Azucarera Almada, S.A., consistieron en la construcción de la bocatoma Cañedo y sus correspondientes obras de conducción y distribución, para aprovechar las aguas de estiaje y avenidas del río en riego de terrenos de la margen izquierda, llegándose a regar una superficie de 6 000 Ha. Antecedentes

Considerando el éxito obtenido en la margen izquierda, a partir de 1908 se hicieron varios intentos para regar terrenos de la margen derecha, pero fué hasta el año de 1920 cuando la compañía Irrigadora del Humaya, S.A. inició la construcción de la bocatoma llamada Rosales, enfrente de la bocatoma Cañedo, así como del canal principal del mismo nombre y los laterales del Norte y del Sur. Estas obras, aún sin terminar, fueron puestas en servicio a fines de 1922, continuándose su operación hasta 1932, y encontrándose bajo riego para entonces una superficie de 7 000 Ha.

En Enero de 1933 la Comisión Nacional de Irrigación se hizo cargo de las obras, recibiendo una superficie de 13 000 Ha abiertas al cultivo comprendidas en el barrote del río y que se regaban aprovechando las aguas de estiaje y avenidas.

La derivación se hacía mediante un dique provisional localizado inmediatamente aguas abajo de las bocatomas, que se reponía anualmente después del paso de las avenidas, cuando el río tenía un gasto de 60 m³/s con tendencia a disminuir, utilizándose en su construcción principalmente grava y arena del cauce. Durante las avenidas el río Culiacán tenía un tirante suficiente para poder derivar el gasto máximo que podían conducir los canales.

Mediante los trabajos de mejoramiento y ampliación del Distrito realizados por la Comisión Nacional de Irrigación, se llegó a regar una superficie de 31 400 Ha.



DATOS DEL PROYECTO	
Longitud de la Planta Irrigada	... 24 50 m
Capacidad de la Planta Irrigada	... 40000 m ³
Superficie Irrigada	... 10000 m ²
Costo del Proyecto (en \$ 100 000)	... 2 000 000
Costo del Proyecto en dólares por hectárea Irrigada	... 200 000
Capacidad de la Planta por hectárea Irrigada	... 166 667 m ³
Superficie de la Planta por hectárea Irrigada	... 100 000 m ²
Costo del Proyecto en dólares por hectárea Irrigada	... 200 000

DISTRITO DE RIEGO DE CULIACAN, SIN.
PRESA DERIVADORA DE CULIACAN

Con objeto de evitar los inconvenientes que presentaba el aprovechamiento del régimen natural de la corriente, debido a la limitación de los cultivos que podían desarrollarse, así como para hacer el máximo aprovechamiento de los recursos hidráulicos disponibles y proteger contra inundaciones a las poblaciones y tierras agrícolas de aguas abajo, la propia Comisión estudió las posibilidades de almacenamiento de la cuenca, construyendo a continuación la presa de Sanalona sobre el río Tamazula, que permitió una nueva y considerable ampliación en la superficie de riego, haciéndose entonces indispensable la construcción de una presa de derivación definitiva.

La construcción de la presa derivadora de Culiacán se inició en Enero de 1949 y se terminó el mismo mes del año de 1951, llegándose a regar una superficie de 83 400 Ha en el valle de Culiacán, susceptible de ampliarse, según se señala antes, al construir un almacenamiento sobre el río Humaya.

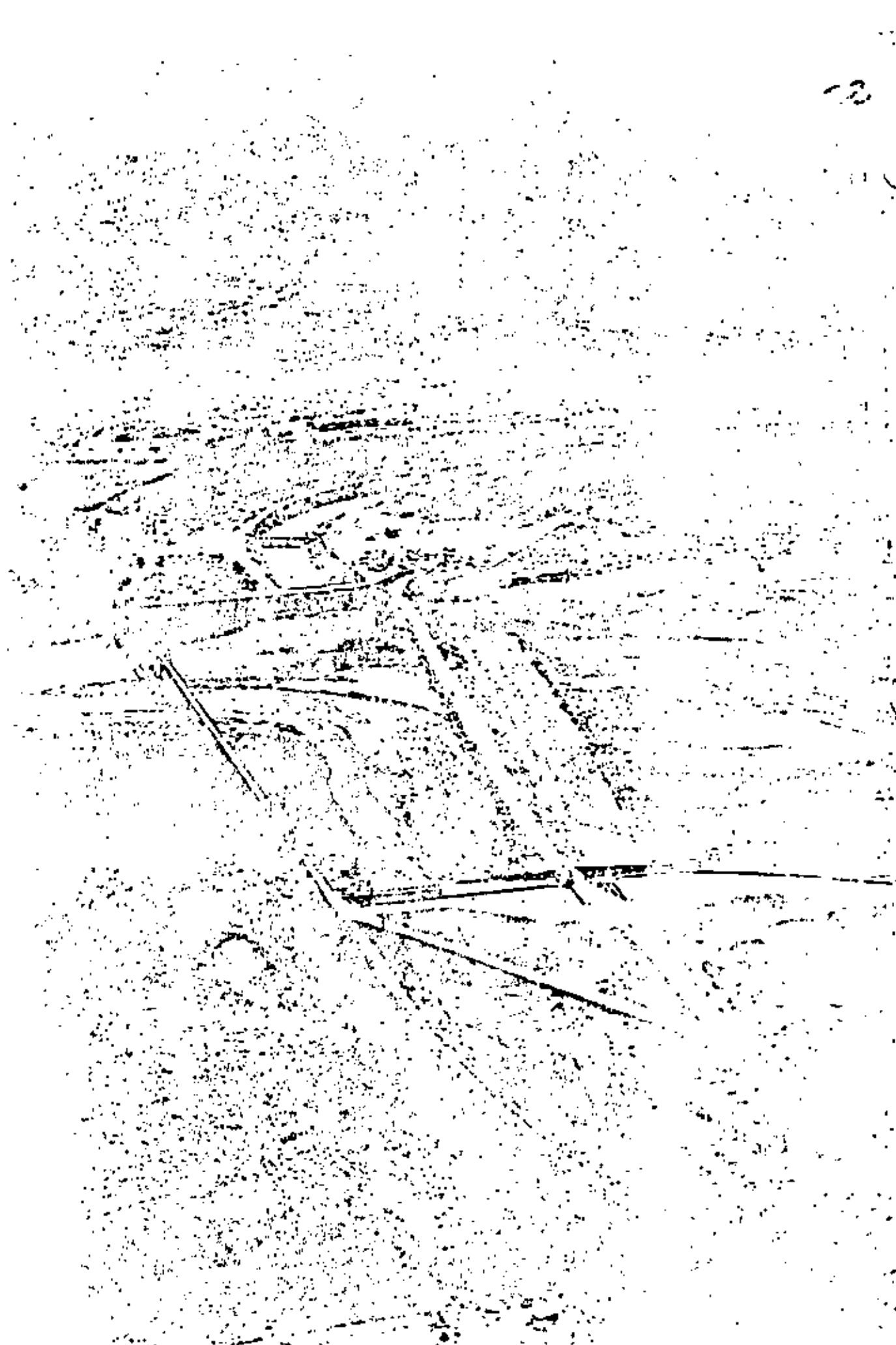
La presa derivadora de Culiacán se construyó inmediatamente aguas abajo de la confluencia de los ríos Humaya y Tamazula, donde el río Culiacán sale a la gran planicie costera del Estado de Sinaloa y precisamente en el sitio donde se construía la presa provisional. Descripción general de la obra

La presa está constituida esencialmente por una sección vertedora y estructuras de toma y de limpia para cada margen, ligadas con aquella.

La sección vertedora tiene 490 m de longitud y 3.50 m de altura máxima sobre el lecho del río. Está construida en su mayor parte de enrocamiento a volteo colocado sobre el material de acarreo del río, previa limpia.

La cresta vertedora está formada por un muro de concreto simple de 2.30 m de altura y 0.60 m de espesor, provisto de una zapata de 1.50 m de anchura en la base, que se desplantó sobre una capa de enrocamiento de 1.20 m de espesor, quedando su cresta a la elevación 33.50 m. En el paramento de aguas arriba se apoya una zona de relleno de tierra vaciada a volteo y compactada mediante el tránsito de camiones, de unos 15 m de anchura y que está empotrada en el material de acarreo del río mediante una trinchera de 1.50 m de profundidad. Este relleno está protegido con una capa de roca de 1.00 m de espesor y talud de 3:1 con una ligera curvatura en la parte superior para rematar a la altura de la cresta vertedora, vaciándose concreto en los huecos que quedan entre las rocas en una faja de 8.00 m inmediata a aquella.

Aguas abajo del muro vertedor se construyó un amplio delantal de enrocamiento de unos 70 m de anchura y 2.50 m de espesor, que se inicia 1.00 m abajo de la cresta vertedora con una banqueta de 16.40 m de anchura, siguiendo a continuación con una pendiente de 12:1 por una distancia de 27 m, hasta encontrar el lecho del río, para seguir después unos 15 m a lo largo de éste, terminando en una zanja de sección trapecial de 5 m de anchura de plantilla, unos 4 m de profundi-



dad y taludes de 1.5:1, rellena de roca, que liga con la zona de enrocamiento del delantal y cuya parte superior coincide con el nivel del lecho del río, (más o menos a la elevación 30.00 m).

La superficie del enrocamiento en este delantal está formada por piedras de gran tamaño y sin finos intermedios, con el acomodamiento necesario para evitar la formación de cauces que pudieran ampliarse con el escurrimiento del agua.

Sobre el delantal de enrocamiento e inmediata al muro vertedor se coló una losa de concreto armado, de 7.40 m de anchura y 0.30 m de espesor a todo lo largo de la presa y que queda 1 m abajo de la cresta vertedora, o sea en la elevación 32.50 m. En la unión del muro -- vertedor y la losa de concreto armado se dejó una junta asfáltica para independizar ambos concretos. La losa está provista en su extremo de aguas abajo de un dentellón de 1 m de profundidad para amarrar con el enrocamiento. Esta losa corresponde al vado para el paso de vehículos.

En el delantal de enrocamiento se construyeron 4 costillas de concreto paralelas al muro vertedor y espaciadas 10.00 m de centro a centro, quedando la primera a 15.00 m del extremo de la losa. Estas costillas tienen como mínimo 1.50 m de espesor en la superficie, 1.00 m en la base y 1.50 m de profundidad y para alojarlas se excavaron zapatas en el enrocamiento, que se rellenaron de concreto con las precauciones necesarias para ligar las rocas con las paredes y el fondo.

En una faja de 5.00 m de anchura a todo lo largo de la presa y a partir del extremo de la losa, los huecos superficiales entre las rocas se rellenaron de concreto.

Tanto el muro vertedor como la losa de concreto reforzado son horizontales en la parte central del cauce, aquél a la elevación -- 33.50 m y ésta a la elevación 32.50 m, pero al llegar a las orillas -- enlazan mediante rampas con la corona de las estructuras de ambas márgenes.

En la margen derecha se aprovechó la antigua bocatoma Rosales, con muy ligeras modificaciones y adaptaciones, construyéndose inmediatamente a la izquierda y ligada con ella la estructura de limpia correspondiente.

La bocatoma se construyó de concreto armado y está situada inmediatamente aguas abajo del puente del Ferrocarril del Pacífico, ligada con el estribo Norte de éste y normal a la corriente. Está provista de dos series de compuertas; la primera serie consiste en 10 -- compuertas de tipo deslizante, que están formadas cada una por tres -- hojas independientes, quedando su umbral a la elevación 30.16 m; la segunda serie, localizada arriba de la anterior, se utilizaba antes -- de la construcción de la presa para tomar agua del río durante las -- grandes crecientes, cerrando previamente las compuertas de la primera serie. Ambas series de compuertas controlan la entrada del agua a 5

SESA DERIVADORA DE CULIACAN. Obra de limpia de la margen derecha en construcción

conductos que descargan en una transición de 16 m de longitud en cuyo extremo se inicia una batería formada por 5 tubos de concreto de 1.80 m de diámetro y de 340 m de longitud, que descargan en el canal principal. La estructura tiene capacidad para derivar un gasto de 36 m³/s.

La obra de limpia está situada entre la sección vertedora y la obra de toma. Es una estructura de concreto armado que tiene su piso a la elevación 29.60 m, que aproximadamente es la elevación del fondo del cauce, quedando 0.56 m abajo del piso de la obra de toma. Consiste esencialmente en 3 orificios que se controlan por medio de otras tantas compuertas radiales de 4.00 m de anchura por 2.00 m de altura y 3.50 m de radio, alojadas en la estructura. La parte superior de la estructura está a la elevación 35.00 m y es la prolongación del vado de la sección vertedora.

La obra de toma de la margen izquierda se construyó normal a la corriente y ligada con la obra de limpia, quedando su entrada enfrente del canal de arrastre de ésta. La estructura consiste esencialmente en 10 conductos cerrados de sección cuadrada de 1.52 por lado y 31.50 m de longitud, con revestimiento de concreto reforzado de 0.30 m de espesor, cuya entrada se controla por medio de 10 compuertas deslizantes de 1.52 x 1.52 m que se accionan por medio de mecanismos elevadores desde un puente de maniobras que tiene su rasante a la elevación 39.00 m. El umbral de las compuertas está a la elevación 30.60 m, que es la misma de las plantillas de los conductos, quedando precisamente 1.00 m arriba del piso de la obra de limpia. Los conductos descargan en una transición donde se inicia el canal principal de la margen izquierda.

La obra de toma de la margen izquierda tiene una capacidad total de 80 m³/s.

La estructura de limpia está situada entre la obra de toma y la sección vertedora y consiste esencialmente en 4 orificios de 4.00 m de anchura por 2.00 m de altura que se controlan por medio de otras tantas compuertas radiales de iguales dimensiones y 3.50 m de radio, con su umbral a la elevación 29.60 m, que sensiblemente coincide con la elevación del lecho del río. Las compuertas están alojadas en pilas de concreto reforzado de forma aerodinámica y paralelas a la dirección de la corriente, que forman parte del vado de la sección vertedora.

La presa se proyectó tomando en cuenta la avenida ocurrida el 9 de Diciembre de 1943, que tuvo un gasto máximo de 11 000 m³/s y es la máxima ocurrida en el período 1924-54. Durante esta creciente el nivel del agua ascendió hasta la elevación 36.27 m. El piso de los puentes de maniobras está a la elevación 39.00 m, quedando un bordo libre de 2.73 m, con la circunstancia de que el río Tamazula, uno de los formadores del río Culiacán, ya está controlado por la presa de Sanalona.

Operación de la presa



REPRESA DERIVADORA DE CULIACAN. . Obras de toma y de limpia de la margen izquierda
en proceso de construcción.

17

En el mes de Enero de 1950, durante la construcción de la presa, se presentó una avenida de 5 230 m³/s, que movió el enrocamiento de la zona de aguas arriba en algunos tramos, requiriéndose hacer reparaciones.

Después de construida la presa han pasado dos avenidas de cierta importancia; la primera ocurrió en Septiembre de 1953 y tuvo un gasto máximo de 3 250 m³/s; la segunda se presentó en Enero de 1955 y tuvo un gasto máximo de 3 178 m³/s. Ambas avenidas pasaron libremente por la estructura sin producir daños.

La construcción de la presa derivadora de Culiacán fue encomendada a la compañía contratista Central Sanaloma, S.A., según contrato número 225, que terminó la obra en un plazo de 2 años, de Enero de 1949 a Enero de 1951. Costos

La presa tuvo un costo total de \$9 276 620.34, correspondiendo \$ 7 687 090.34 a pagos hechos a la compañía contratista; \$1 256 530.00, al importe del cemento y el acero de refuerzo; y \$ 333 000.00 al importe de las compuertas y sus mecanismos. En la cantidad anterior están incluidas las erogaciones necesarias para reparar los enrocamientos después del paso de la avenida de Enero de 1950.

La construcción de la presa derivadora de Culiacán permitió hacer un aprovechamiento más eficaz de las aguas del río Culiacán, reduciendo el desperdicio de agua que se tenía al hacer la derivación con un represo provisional o aprovechando el tirante del río durante las avenidas. Beneficios

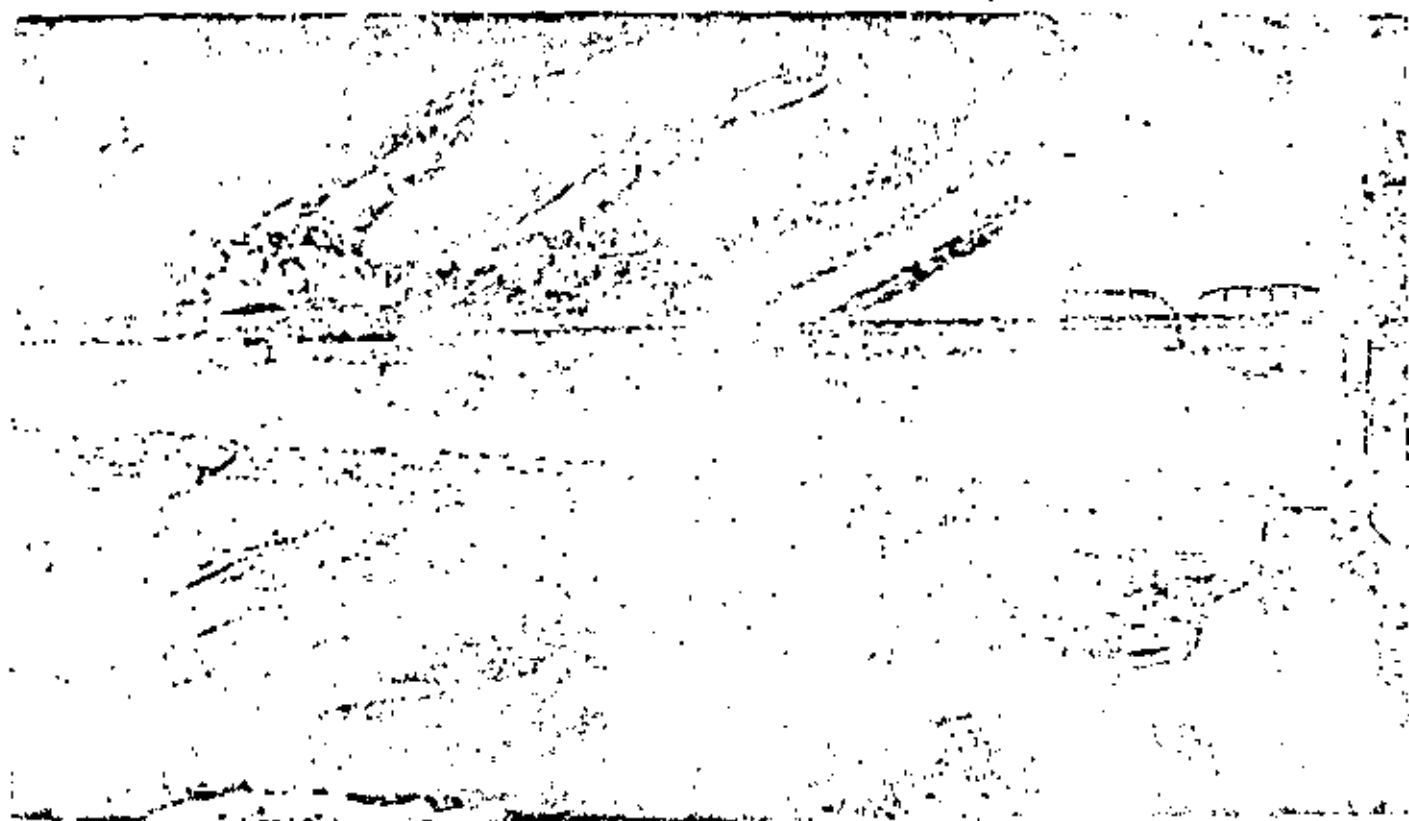
La presa derivadora de Culiacán permitió de inmediato, mejorar el abastecimiento de agua de una superficie de 40 000 Ha que ya se encontraba en cultivo en ambas márgenes. Posteriormente se amplió la superficie regada por esta presa en el valle de Culiacán hasta 83 400 Ha que, cuando se construya la presa de almacenamiento sobre el río Humaya, podrá ampliarse hasta 95 000 Ha.

La presa derivadora de Culiacán se utiliza como vado para el paso de vehículos en la carretera Guadalajara-Mogules, mientras se construye el puente correspondiente.

PRESA DERIVADORA DE CULIACAN. Vista desde la margen izquierda durante el paso
de una avenida de 1 200 m³/s.



PRESA DERIVADORA DE CULIACAN. Vista general desde la margen izquierda.



PRESA DERIVADORA DE CULIACAN. Vista general desde aguas abajo.

PRESA DERIVADORA DE SAN LORENZO

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO SAN LORENZO, SIN.

La presa derivadora de San Lorenzo está situada sobre el río - **Situación**
del mismo nombre, a unos 4 Km aguas abajo del cruce de la carretera -
Guadalajara-Nogales y a unos 600 m aguas arriba del rancho de San Lo
renzo, en el municipio de Culiacán del Estado de Sinaloa.

La presa de San Lorenzo es la estructura derivadora del Distri- **Objeto**
to de Riego de San Lorenzo y se aprovechará en las diferentes etapas
de desarrollo de éste para derivar las aguas del río San Lorenzo para
riego de terrenos de ambas márgenes.

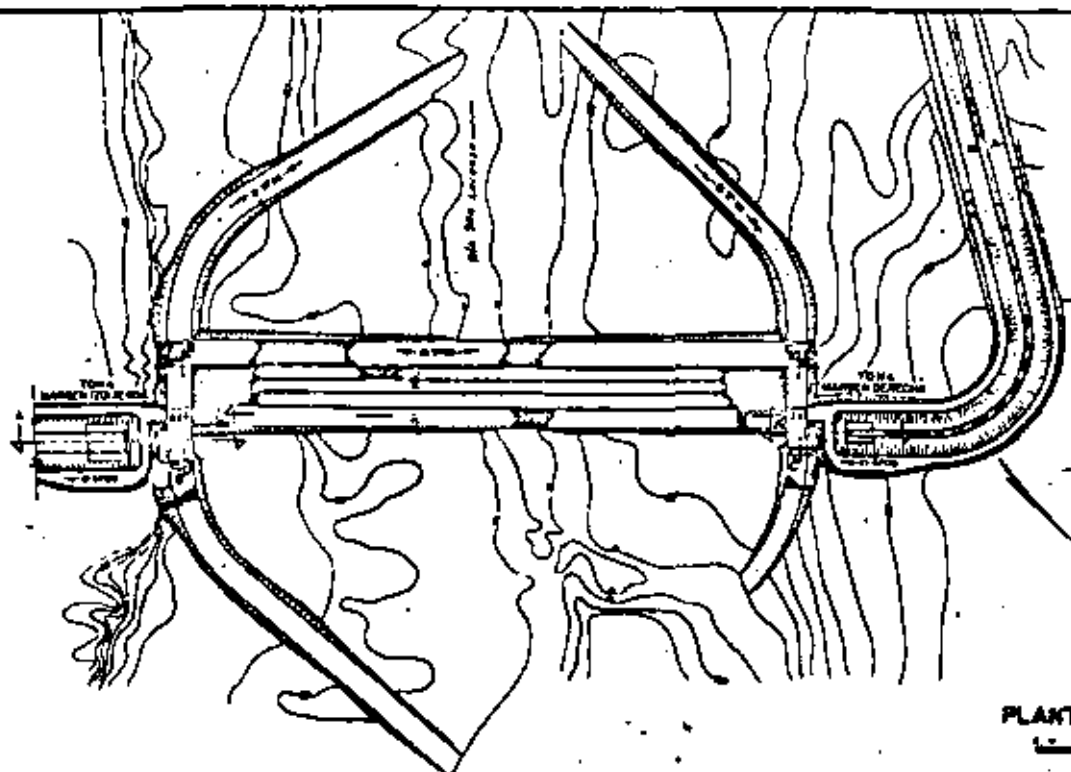
La presa tiene como objetivo inmediato derivar las aguas de es-
tíaje del río San Lorenzo para mejorar el abastecimiento de agua de -
una superficie de 10 000 Ha de terrenos situados en ambas márgenes y
que actualmente reciben riego en forma deficiente. A continuación se
ampliarán los sistemas de conducción y distribución que se originan -
en esta presa, para aumentar la superficie de riego hasta 25 000 Ha,
aprovechando aguas de estiaje y avenidas no controladas.

En una etapa posterior se seguirá aprovechando la presa para de
rivar las aguas del río San Lorenzo, controladas en la presa de alma-
cenamiento de El Comedero, para regar una superficie total de 80 000
Ha distribuidas en ambas márgenes.

El aprovechamiento de las aguas de estiaje del río San Lorenzo **Antecedentes**
se inició a principios del presente siglo, al construirse el canal Ba
rrantes, que se inicia en un lugar cercano al rancho de San Lorenzo y
regaba en forma deficiente unas 5 000 Ha de terrenos de la margen de-
recha que abastecen de caña al ingenio de El Dorado. Posteriormente
se construyó el canal Colorado, que riega unas 5 000 Ha de terrenos -
de la margen izquierda y se inicia aguas arriba del anterior.

La superficie dominada por ambos canales era de unas 10 000 Ha,
regándose anualmente en forma precaria, debido a la falta de una pre-
sa derivadora y de un sistema de riego bien acondicionado, una super-
ficie variable de acuerdo con el ganto de estiaje del río San Lorenzo,
teniéndose dificultades en la zona agrícola tributaria del ingenio de
El Dorado, que impedían el abastecimiento eficiente de caña. Esta zo-
na no podía regarse con aguas del río Culiacán debido a las limitacio-
nes que se tienen para el aprovechamiento de esta corriente mientras
se construye un almacenamiento sobre el río Humaya.

Ante esta situación, en el año de 1953 intervino la Secretaría
de Recursos Hidráulicos, iniciando en el mes de Octubre la construc-
ción de la presa derivadora de San Lorenzo, que se terminó en Julio -
de 1954.



PLANTA GENERAL

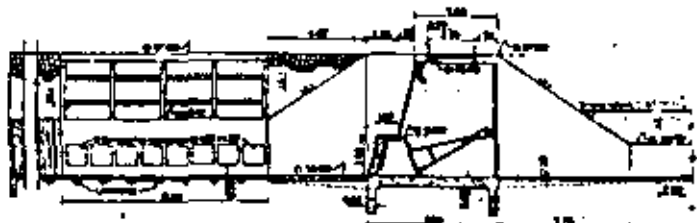


SECCION DE LA CORTINA



CORTE A-A

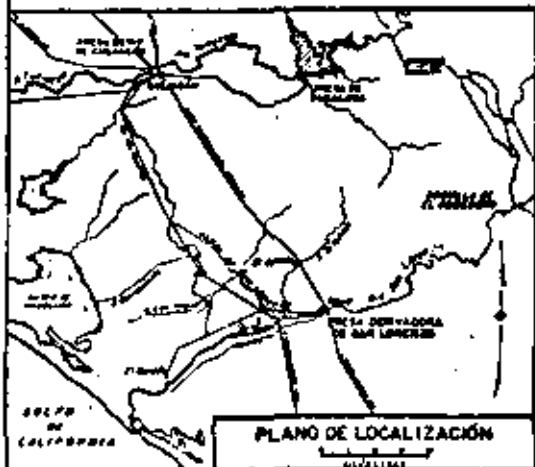
DATOS DEL PROYECTO	
Capacidad de la presa en su máxima altura	4.000 m ³
Longitud de la presa	420 m
Superficie de la presa	1.000 m ²
Capacidad de la presa en su máxima altura	4.000 m ³
Capacidad de la presa en su máxima altura	4.000 m ³
Capacidad de la presa en su máxima altura	4.000 m ³
Capacidad de la presa en su máxima altura	4.000 m ³



CORTE B-B



CORTE C-C



PLANO DE LOCALIZACIÓN

DISTRITO DE RIEGO DEL RÍO SAN LORENZO, SIN.
PRESA DERIVADORA DE SAN LORENZO

Esta presa está provista de una obra de toma en cada margen don
le se iniciarán los canales principales correspondientes.

El canal de la margen derecha, que ya se encuentra en construc-
ción, alimenta en el Km 3.5 al canal Barrantes, abasteciendo de agua
al antiguo sistema de riego, y se prolongará hasta encontrar al canal
principal de la margen izquierda del Distrito de Riego del Río Culia-
cán en un lugar cercano a Costa Rica, dominando 20 000 Ha que inclu-
yen 3 000 Ha que actualmente se riegan por bombeo con aguas del mencio-
nado canal principal.

El canal Colorado se conectó con la obra de toma de la margen -
izquierda de la presa derivadora de San Lorenzo, para abastecer de --
agua al antiguo sistema de esta margen, que está siendo mejorado.

Posteriormente, al construirse la presa de almacenamiento de El
Comedero, la obra de toma de la margen izquierda se adaptará para el
canal principal de la misma margen, que regará una superficie total -
de 60 000 Ha, incluyendo las 5 000 Ha que ya tienen riego actualmente.

La presa derivadora de San Lorenzo se construyó en el sitio don
de el río San Lorenzo sale a la gran planicie costera del Estado de -
Sinaloa.

Descripción
general de
la obra

La presa está constituida esencialmente por una sección vertedo-
ra y estructuras de limpia y de toma para cada margen, ligadas con -
aquella.

La sección vertedora tiene unos 435 m de longitud y 3.40 m de -
altura máxima sobre el lecho del río. Está construida en su mayor --
parte de enrocamiento a volteo colocado sobre el material de acarreo
del río, previa limpia.

La cresta vertedora está formada por un muro de concreto simple
de 3.00 m de altura y 1.00 m de espesor, provisto de una zapata de --
2.00 m de anchura en la base, que se desplantó sobre una capa de gra-
va de 0.40 m de espesor, quedando su cresta a la elevación 61.00 m. --
En el paramento de aguas arriba se apoya una zona de relleno de tierra
vaciada a volteo y compactada con el paso de los vehículos, de unos -
13 m de anchura y que está empotrada en el material de acarreo del --
río mediante una trinchera de 1.50 m de profundidad. Este relleno es
tá protegido con una capa de roca de 1.00 m de espesor y talud de 3:1,
con una ligera curvatura en la parte superior para rematar a la altu-
ra de la cresta vertedora, vaciándose concreto en los huecos que que-
dan entre las rocas en una faja de 8.00 m inmediata a aquella.

Aguas abajo del muro vertedor se construyó un amplio delantal -
de enrocamiento de unos 50 m de anchura y 1.50 m de espesor mínimo, -
desplantado sobre una capa de grava de 0.40 m de espesor y que se --
inicia 1.00 m abajo de la cresta vertedora con una banquetta de 10.00
m de anchura, siguiendo a continuación con una pendiente de 10:1 por



PRESA DERIVADORA DE SAN LORENZO. Obra de limpia de la margen derecha.

2
54

una distancia de 23.50 m, hasta encontrar el lecho del río, para seguir 6.00 m horizontalmente, terminando en una trinchera de sección trapezoidal de 5.00 m de anchura de plantilla, unos 3.50 m de profundidad y taludes de 1.5:1 del lado de aguas arriba y 2:1 aguas abajo, rellena de roca, que liga con la zona de enrocamiento del delantal y cuya parte superior coincide con el nivel del lecho del río.

La superficie del enrocamiento en este delantal está formada por piedras de gran tamaño y sin finos intermedios, con el acomodo necesario para evitar la formación de cauces que pudieran ampliarse con el escurrimiento del agua.

En el delantal de enrocamiento se construyeron 3 costillas de concreto paralelas al muro vertedor y espaciadas 11.75 m de centro a centro, quedando la primera a 10.00 m de ésta. Estas costillas tienen como mínimo 1.50 m de anchura en la superficie, 1.00 m en la base y 1.25 m de profundidad y para alojarlas se excavaron zanjas en el enrocamiento, que se rellenaron de concreto con las precauciones necesarias para ligar las rocas con las paredes y el fondo.

En todo lo ancho del delantal y abarcando desde el muro vertedor hasta el eje de la zanja de aguas abajo, los huecos superficiales entre las rocas se rellenaron de concreto, dejando sin colar áreas aisladas de 1 m² que funcionan como lloraderos. Además, se dejaron sin rellenar de concreto fajas de 1.00 m de anchura del lado de aguas arriba de cada costilla y a lo largo de éstas.

Las estructuras de limpia y de toma están situadas en los extremos de la presa, ligadas con ésta, y se construyeron totalmente de concreto reforzado.

La obra de limpia de la margen derecha consiste esencialmente en una losa o plataforma de 0.80 m de espesor cuya cara superior constituye el piso de la estructura y donde se desplantan en los extremos muros de 0.60 m de espesor y 2 machones intermedios también de 0.60 m de espesor, unos 9 m de altura y espaciados 4.00 m, que forman 3 cámaras y que soportan al puente de maniobras situado en la parte superior. En las cámaras se alojan 3 compuertas radiales de 4.00 m de anchura, por 3.00 m de altura, con su umbral a la elevación 58.00 m, que aproximadamente coincide con la elevación del lecho del río. Las compuertas se accionan desde el puente de maniobras, que tiene su rasante a la elevación 67.00 m. La estructura está provista en su extremo de aguas arriba de una pantalla de concreto con talud de 0.25:1 para formar orificios. Inmediatamente aguas arriba de los orificios se dejaron ranuras para colocar agujas, que en caso necesario permiten cerrar herméticamente los conductos. Las agujas se operan desde una losa de concreto que se coló a la elevación 61.00 m, inmediatamente abajo de la pantalla y ligada con ésta.

El agua llega a la estructura por un canal de arrastre construido a nivel, de unos 135 m de longitud, que se inicia en el cauce de estiaje del río y tiene 13.20 m de anchura de plantilla y taludes de



PRESA DERIVADORA DE SAN LORENZO. Vista general.

1.5:1. La plantilla se encuentra a la elevación 58.00 m. Este canal pasa frente a la obra de toma y termina al llegar a las compuertas de la obra de limpia. En la salida de la obra de limpia se inicia el canal de descarga, que tiene una longitud de 340 m y características semejantes al de arrastre, encontrándose su plantilla a la elevación 57.65 m. Este canal conduce las aguas al cauce de estiaje de la corriente, aguas abajo de la presa.

La obra de toma de la margen derecha está ligada con la estructura de limpia y su eje forma un ángulo de 90° con el de ésta, quedando su entrada enfrente del canal de arrastre. La estructura consiste esencialmente en 3 conductos cerrados de 28.30 m de longitud, de sección cuadrada de 1.52 m por lado, con revestimiento de concreto reforzado de 0.30 m de espesor, cuya entrada se controla por medio de compuertas deslizantes de 1.52 x 1.52 m que se accionan desde un puente de maniobras que es prolongación del correspondiente a la obra de limpia, quedando su rasante a la elevación 67.00 m.

Los umbrales de las compuertas están a la elevación 59.00 m, -- que es la misma de las plantillas de los conductos, quedando 1.00 m -- arriba del piso de la obra de limpia. Los conductos descargan en una transición donde se inicia el canal principal de la margen derecha.

La obra de toma de la margen derecha tiene una capacidad total de 20 m³/s.

La estructura de limpia de la margen izquierda consiste en una losa de 0.80 m de espesor, cuya cara superior constituye el piso de la estructura, en cuyos extremos se desplantan muros verticales de 0.60 m de espesor y en la parte intermedia 3 machones de 0.60 m de espesor, unos 9.00 m de altura y espaciados 4.00 m, que forman 4 cámaras de compuertas y soportan al puente de maniobras situado en la parte superior. Entre los muros y los machones se alojan 4 compuertas radiales de 3.00 m de altura por 4.00 m de longitud y 5.15 m de diámetro, con su umbral a la elevación 58.00 m, que sensiblemente coincide con la elevación del lecho del río. Las compuertas se accionan desde el puente de maniobras, que tiene su rasante a la elevación 67.00 m. La estructura está provista en su extremo de aguas arriba de una pantalla de concreto con talud de 0.25:1 para formar orificio. Inmediatamente aguas arriba de la pantalla y ligada con el extremo inferior de ésta se coló una losa de concreto a la elevación 61.00 m, desde donde se operan las agujas que se colocan en las ranuras que se dejaron a la entrada de los orificios y que permiten cerrar herméticamente la entrada del agua.

El agua llega a la estructura por un canal de arrastre a nivel, de unos 350 m de longitud, que se inicia en el cauce de estiaje del río y tiene 17.30 m de anchura de plantilla y taludes de 1.5:1. La plantilla se encuentra a la elevación 58.00 m. Este canal pasa frente a la obra de toma y termina al llegar a las compuertas de la obra de limpia. En la salida de la obra de limpia se inicia el canal de descarga que tiene una longitud de 360 m y características semejantes

57

al de arrastre, encontrándose su plantilla a la elevación 57.65 m. Este canal conduce las aguas al cauce de estiaje de la corriente.

La obra de toca de la margen izquierda está ligada con la estructura de limpia y su eje forma un ángulo de 90° con el de ésta, quedando enfrente del canal de arrastre. La estructura consiste esencialmente en 8 conductos cerrados de 28.00 m de longitud, de sección cuadrada de 1.52 m por lado, con revestimiento de concreto reforzado de 0.30 m de espesor, cuya entrada se controla por medio de 8 compuertas deslizantes de 1.52 x 1.52 m que se accionan desde un puente de manobras que es prolongación del correspondiente a la obra de limpia, quedando su rasante a la elevación 67.00 m.

Los umbrales de las compuertas están a la elevación 59.00 m, -- que es la misma de las plantillas de los conductos, quedando precisamente 1.00 m arriba del piso de la obra de limpia. Los conductos descargan en una transición donde se iniciará el canal principal de la margen izquierda.

La obra de toma de la margen izquierda tiene una capacidad total de 65 m³/s.

La estructura se diseñó considerando el paso de una avenida de 5 000 m³/s, que es más de el doble del gasto máximo alcanzado por la creciente ocurrida en el mes de Diciembre de 1943, que fué de 2 250 m³/s y es la máxima registrada en los últimos 30 años.

Operación de la presa

El gasto máximo escurrido por el río San Lorenzo, después de -- construida la presa, ha sido de 1 250 m³/s y se presentó en el mes de Enero de 1955, que pasó por la presa derivadora de San Lorenzo sin -- provocar ningún perjuicio a la estructura.

La presa derivadora de San Lorenzo fué construida por la compañía Constructora Grinda, S.A., conforme al contrato I-53-14, entre Octubre de 1953 y Julio de 1954 y tuvo un costo total de \$4 414 707.32, correspondiendo \$ 3 276 707.32 al importe de los pagos hechos a la -- compañía contratista y el resto al importe del cemento, acero de refuerzo, compuertas y mecanismos elevadores.

Costos

La presa derivadora de San Lorenzo es una obra típica entre las muchas presas derivadoras construidas por la Secretaría de Recursos -- Hidráulicos, en su mayor parte con los materiales disponibles en la región, para aprovechar al máximo los regímenes naturales de las corrientes de carácter permanente.

Beneficios

La construcción de esta presa permitió, de inmediato, mejorar -- el abastecimiento de agua de una superficie de 10 000 Ha de terrenos situados en ambas márgenes, que se regaban en forma precaria. A continuación, permitirá ampliar la superficie regada por simple derivación hasta 25 000 Ha, susceptible de ampliarse hasta 80 000 Ha cuando se construyan en la parte superior las obras de control de la corriente.

PRESA DERIVADORA DE PABELLONDISTRITO DE RIEGO DE PABELLON, AGS.

La presa derivadora de Pabellón forma parte del conjunto de -- Situación
obras que constituyen el Distrito de Riego de Pabellón. Está situada
sobre el río del mismo nombre, tributario del río Santiago, a unos 37
Km aguas arriba de la confluencia y a unos 40 Km al Noroeste de la -
ciudad de Aguascalientes, en el municipio de Rincón de Romos del Esta
do de Aguascalientes.

La cuenca de captación del río Pabellón se extiende hasta el Es
tado de Zacatecas y cubre una superficie de 163 Km².

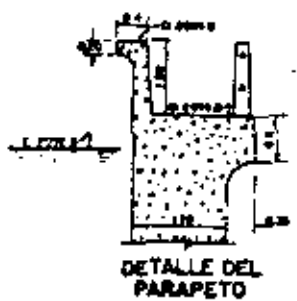
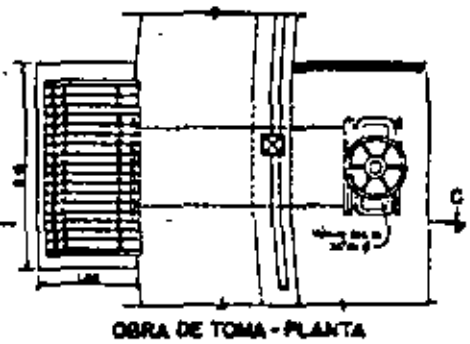
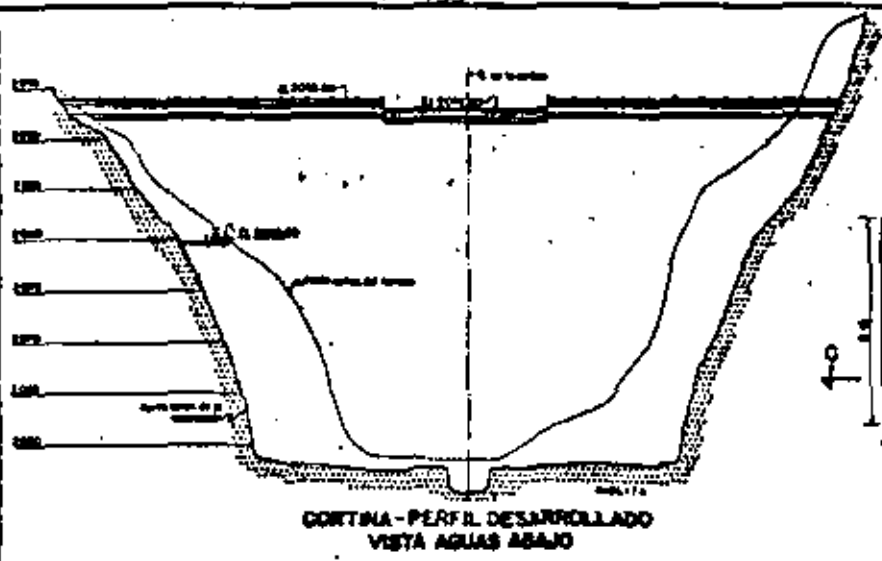
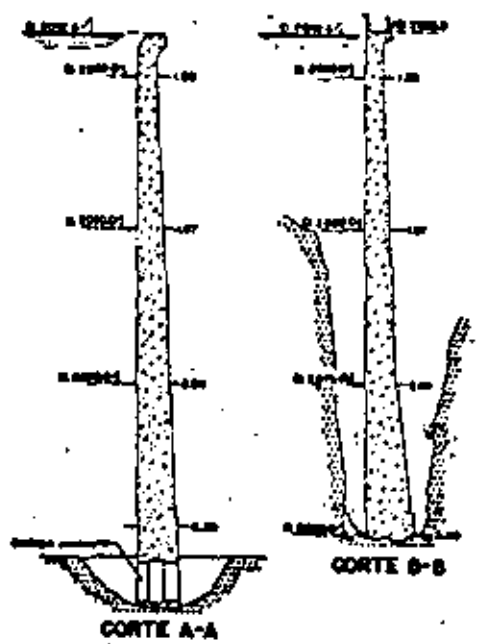
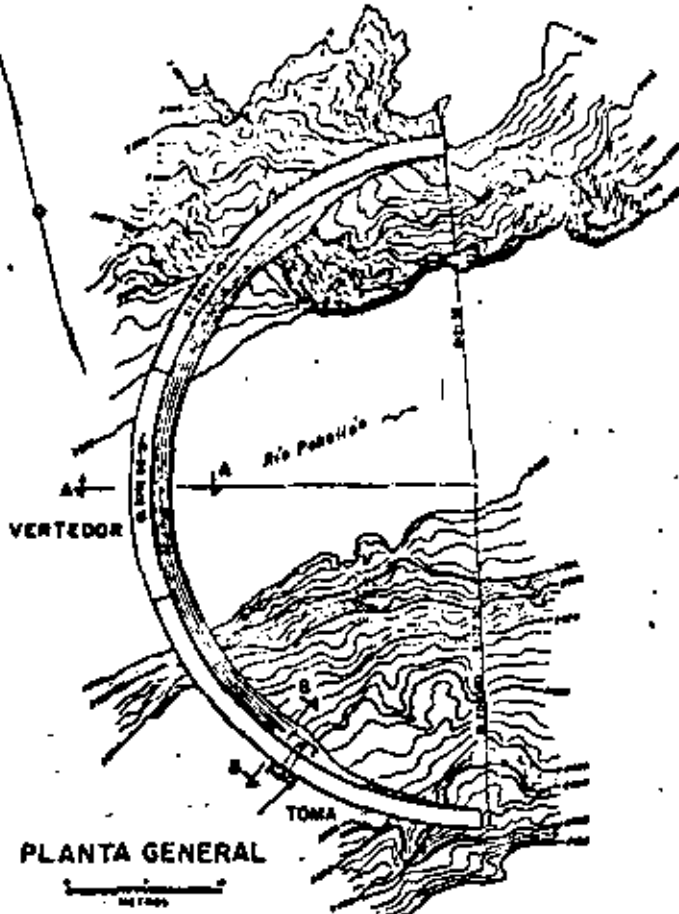
La presa de Pabellón tiene por objeto derivar los volúmenes de Objeto
agua escurridos por el río Pabellón hacia la presa Calles, a través -
del túnel de Potrerillos, a fin de poder aumentar las extracciones de
aquella para satisfacer las demandas de riego del Distrito de Riego -
de Pabellón.

Al efectuarse los estudios del actual Distrito de Riego de Pabe Antecedentes
llón, se consideraron por separado los aprovechamientos de los ríos -
Santiago y Pabellón; es decir, se estudiaron presas de almacenamiento
sobre ambas corrientes. Posteriormente se desechó el proyecto origi
nal en vista del alto costo de la presa de almacenamiento de Pabellón,
ya que la boquilla es bastante amplia y se requería una cortina de -
gran altura y longitud para conseguir la capacidad requerida para --
aprovechar eficientemente el río, dado su carácter torrencial. Final
mente se aceptó la construcción de una presa derivadora en un sitio -
localizado aguas arriba para derivar las aguas del río Pabellón hacia
la cuenca del río Santiago para almacenarlas en la presa Calles.

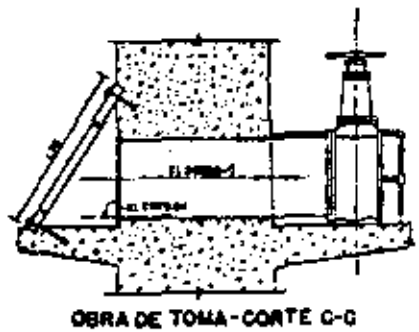
La construcción de la presa derivadora de Pabellón fue uno de -
los últimos trabajos realizados en el Distrito y se llevó a cabo de
1930 a 1931, después de construida la presa Calles y demás obras con
plementarias.

La presa se construyó en un estrechamiento del cañón de Potreri Descripción
llos, labrado en riolita y que presentaba condiciones generales bastan general
te atractivas, requiriéndose una pequeña limpia para desplantar la -
cortina.

La cortina es del tipo de arco simple y tiene un radio constan
te de 21.30 m, habiéndose construido totalmente de concreto. Tiene -
una altura máxima de 32 m desde el desplante de la cimentación y espe
sores de 2.80 m en el fondo y 1.20 m en la corona, siendo la longitud
de ésta de 75 m. La corona está a la elevación 2093.00 m, excepción
hecha de un tramo de 15 m de longitud, localizado en el centro y con
su cresta a la elevación 2092.60 m.



DATOS DEL PROYECTO	
Cantidad de la obra vertedor	2 000 m ²
Longitud de la presa vertedor	15.00 m
Cantidad de la planta de toma de agua	2000.00 m ²



DISTRITO DE RIEGO DE PABELLON, AGS.
PRESA DERIVADORA DE PABELLON

En caso de que se presente una avenida extraordinaria, la cortina puede derramar en toda su longitud.

A lo largo de la corona y del lado de aguas arriba se construyó un parapeto de concreto de 1.00 m de altura.

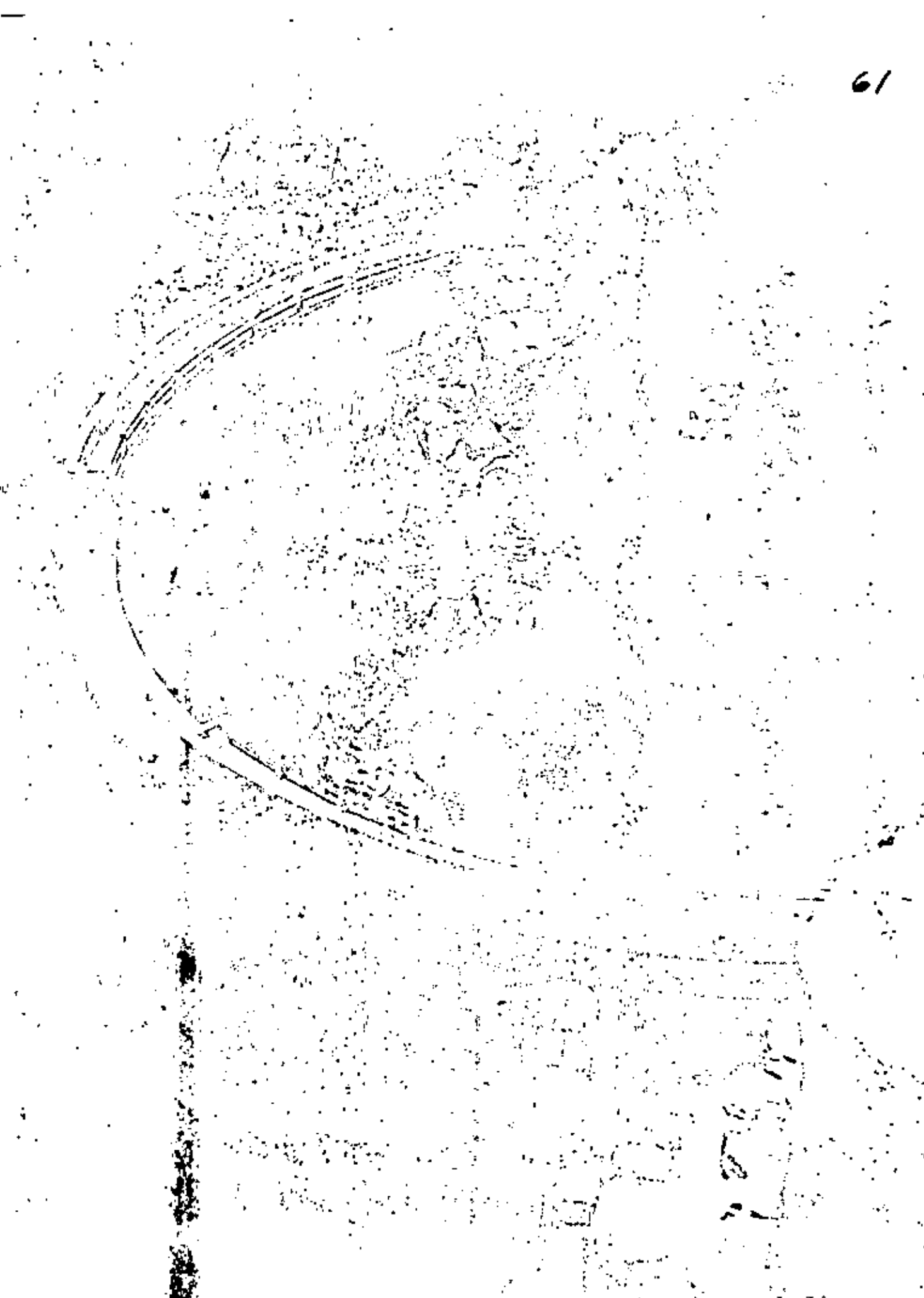
En la construcción de la cortina entraron 2 300 m³ de concreto.

La presa está provista de una toma a través de la cortina, que consiste esencialmente en una tubería de 0.91 m (36") de diámetro, -- provista en su extremo de aguas abajo de una válvula de mariposa del mismo diámetro, para control de extracciones, y contando aguas arriba con una rejilla inclinada, con su desplante a la elevación 2079.54 m. Esta toma permite hacer las extracciones destinadas a satisfacer algunas concesiones situadas aguas abajo.

La derivación hacia la presa Calles se hace a través del túnel de Potrerillos cuya obra de toma está situada a unos 500 m aguas arriba de la presa derivadora de Pabellón, quedando la plantilla en la entrada a la elevación 2086.40 m. El túnel se revistió con una capa de mampostería de 0.40 m de espesor; tiene sección en herradura de 3.20 m de diámetro, siendo su longitud de 2950.00 m y la pendiente de -- 0.003, con una capacidad de 15 m³/s. La capacidad fijada al túnel permite derivar la totalidad de los escurrimientos del río de Pabellón hacia la presa Calles.

Los trabajos de construcción de la presa de Pabellón, realizados en 1930 y 1931 tuvieron un costo total de \$ 160 000.00, incluyen el costo de acondicionamiento del camino de construcción, y el cap pamento. Costos

En la actualidad se han incrementado notablemente los costos para este tipo de obras.



62

PRESA DERIVADORA DE JOCOQUI

DISTRITO DE RIEGO DE PABELLON, AGS.

La presa de Jocoqui forma parte del Distrito de Riego de Pabellón. Está situada sobre el río Santiago tributario del río Aguascalientes, a unos 9 Km aguas abajo de la presa Calles y a unos 26 Km al Noroeste de la Ciudad de Aguascalientes, en el municipio de Rincón de Romos del Estado de Aguascalientes. Situación

La presa de Jocoqui tiene por objeto derivar los volúmenes de agua extraídos a la presa Calles, hacia la zona de riego, a través de un túnel en cuyo extremo de aguas abajo se inicia el canal principal del Distrito. Objeto

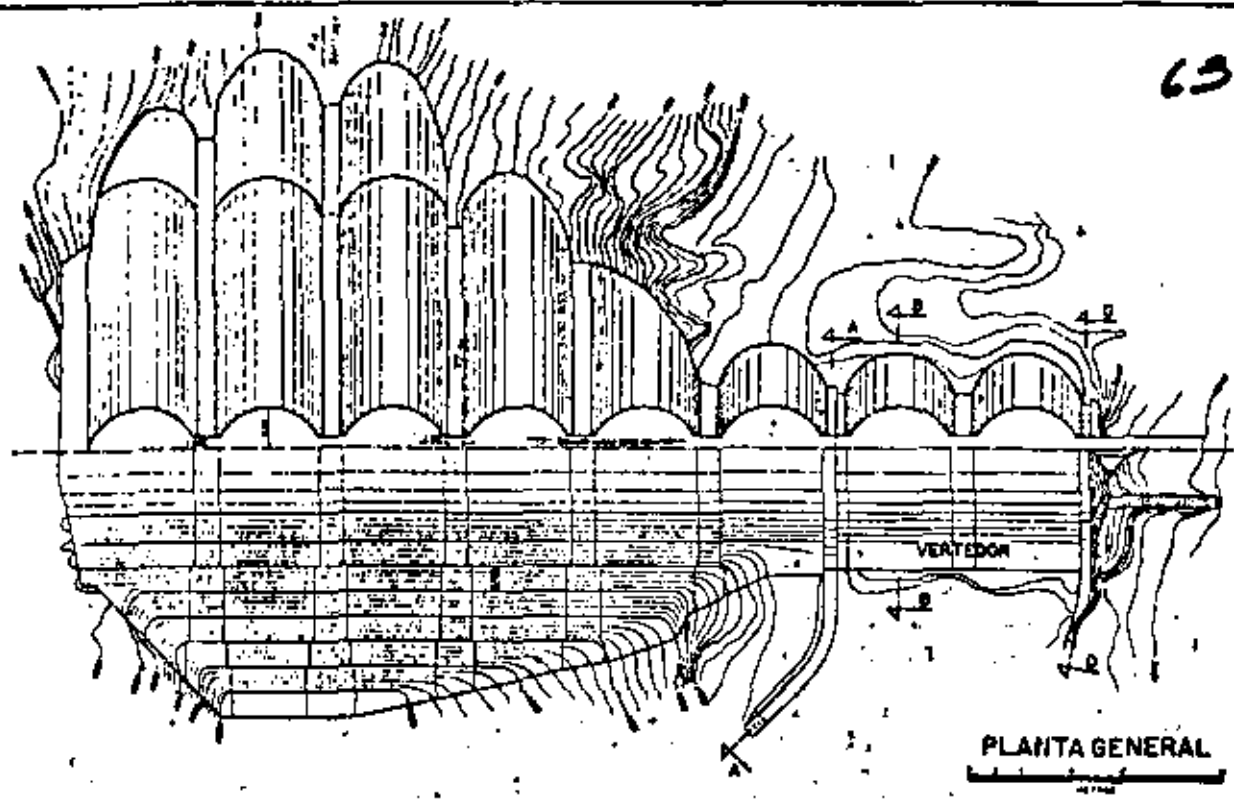
El problema de conducción de las aguas extraídas a la presa Calles hacia la zona de riego originó una serie de estudios minuciosos por la circunstancia de que dicho almacenamiento se construyó a la entrada del cañón de Santiago, profundo y con laderas muy escarpadas, - teniéndose que construir a la salida del mismo una presa derivadora de gran altura para poder dominar los terrenos agrícolas de buena calidad y al mismo tiempo para cruzar el río de Pabellón en la forma más ventajosa, evitando tocar la laguna de Pabellón y el casco de la hacienda del mismo nombre. Antecedentes

Se estudiaron varios sitios para la construcción de la presa y los primeros kilómetros del canal principal. En el sitio finalmente aceptado para la derivación, localizado a la salida del cañón, se estudiaron dos alternativas para conducir el agua a los terrenos de riego; la primera consiste en un canal con origen en la presa y alojado en la ladera izquierda, y la segunda, en un túnel, que atraviesa el espolón que separa el cauce del río de los terrenos de riego. Esta última resultó más económica y al mismo tiempo más segura que la primera, iniciándose las obras desde luego.

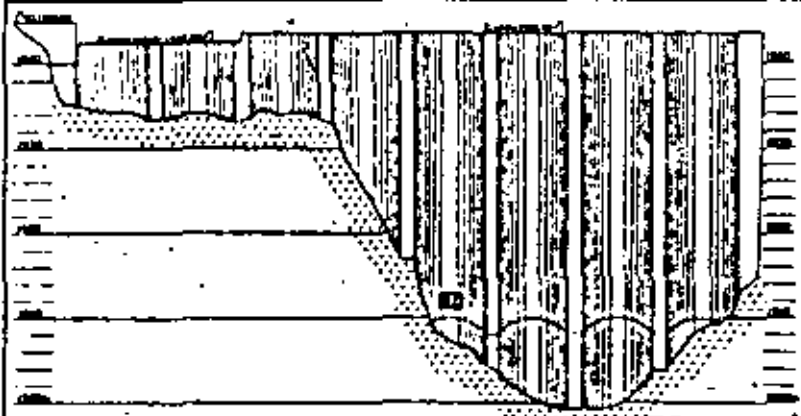
En vista de que el sitio elegido para la construcción de la presa derivadora presenta condiciones geológicas bastante favorables, ya que el cañón está labrado en riolita, requiriéndose solamente una linia moderada en el cauce, se estudiaron varias alternativas para cortina de tipo rígido, haciéndose anteproyectos de arco de concreto, de gravedad de mampostería y de arcos múltiples de concreto reforzado, - apoyados en pilas de mampostería, aceptándose esta última por presentar condiciones generales más favorables que las anteriores.

La construcción de la presa se inició en 1928, antes de terminar la presa Calles, y se terminó en 1929.

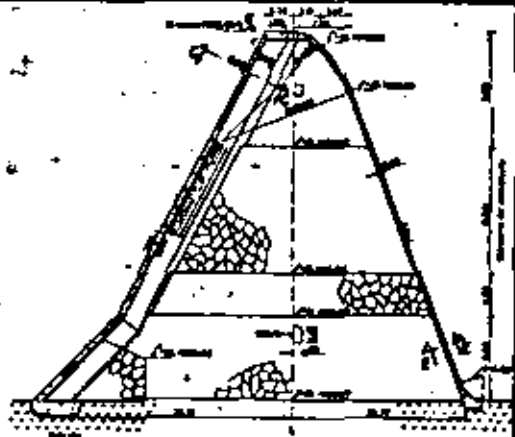
Tomando en cuenta las condiciones topográficas y geológicas de la boquilla, así como los materiales disponibles en lugares cercanos, Descripción general



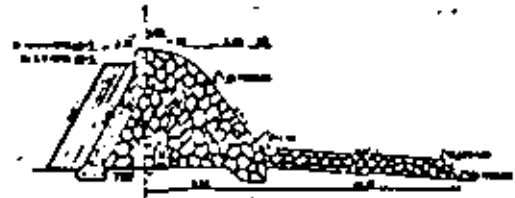
PLANTA GENERAL



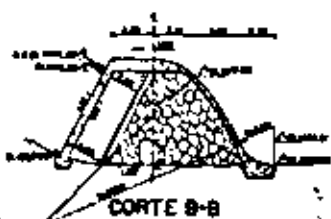
ELEVACION



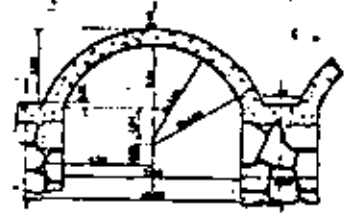
SECCION MAXIMA



CORTE A-A



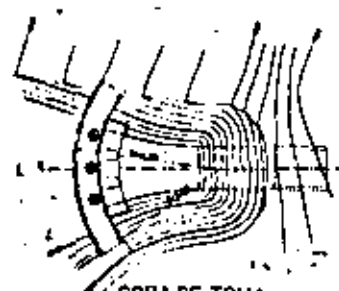
CORTE B-B



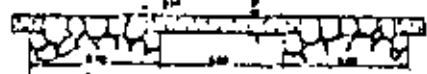
CORTE C-C



CORTE D-D



OBRA DE TOMA PLANTA
ENTRADA FUERA DE LA CORRIENTE



CORTE E-E

DATOS DEL PROYECTO	
Calidad del agua	100 litros
Longitud de la obra	80m
Longitud de la obra variable	10m
Elevación de la obra	1942.00m
Elevación de la obra existente	1942.00m
Elevación de la obra total	1942.00m
Elevación de la obra existente	1942.00m

DISTRITO DE RIEGO DE PABELLON, AGS.
PRESA DERIVADORA DE JOCOQUI

se aceptó la construcción de una presa del tipo de arcos múltiples de concreto, apoyados en contrafuertes de mampostería.

La cortina tiene 44 m de altura máxima desde el fondo del cauce y unos 80 m de longitud, constando esencialmente de 8 arcos de concreto reforzado de unos 3 m de radio interior y espesor variable de 1.00 m en el fondo a 0.60 m en la corona, apoyados en grandes contrafuertes de mampostería de piedra con mortero de cemento, de espesor variable de 5.00 m en la base a 3.00 m en la corona, espaciados unos 10 m de centro a centro y construidos con grandes piedras hasta de 5 y 6 toneladas. La corona está a la elevación 1943.40 m.

La cara de aguas arriba de la cortina, constituida por los arcos de concreto, tiene un talud de 1:1 desde el fondo del cauce hasta la elevación 1910.00 m y de 0.52:1 desde esta elevación hasta la corona. La cara de aguas abajo, formada por un delantal de concreto, de 0.45 m de espesor, tiene un talud de 0.38:1.

El extremo izquierdo de la cortina, que corresponde a los dos últimos arcos, es vertedor y tiene una longitud de 20 m, quedando su cresta a la elevación 1942.40 m, o sea 1 m abajo de la corona. El último arco está ligado con el terreno natural por medio de un muro de mampostería de sección de gravedad con su corona a la elevación 1945.00 m. El tramo vertedor está limitado a los lados por muros de guía que llegan hasta el terreno natural.

Las crecientes que se generan en la parte de la cuenca comprendida entre las presas Calles y Jocoquí derraman por el vertedor. En caso de que se presenten gastos mayores de los normales, porque derrame la obra de excedencias de la presa Calles, la cortina puede trabajar como vertedor en toda su longitud.

Al pie de la presa y atravesando uno de los arcos están instaladas dos tuberías de 0.76 m de diámetro, ahogadas en concreto, controladas por válvulas de compuerta del mismo diámetro, que se utilizan para suministrar la cantidad de agua que tenía concesionada con anterioridad la hacienda de Santiago, que toma el agua directamente del río aguas abajo de la presa derivadora. El eje de esta toma se encuentra a la elevación 1912.00 m.

La principal función de esta presa es la de derivar las aguas extraídas de la presa Calles hacia la zona de riego; pero el vaso que se forma aguas arriba tiene una capacidad de 10 millones de m³, permitiéndole regularizar dichas extracciones, así como aprovechar las aportaciones del tramo de conducción.

La conducción del agua de la presa derivadora a los terrenos de riego se hace a través de un túnel que se inicia a la orilla de un pequeño arroyo de muy fuerte pendiente, que descarga inmediatamente aguas arriba de la presa. El túnel tiene sección en herradura de 3.00 m de diámetro, longitud total de 1 337 m y pendiente de 0.002, siendo su capacidad de 13.4 m³/s.



Salida del Cañón de Santiago. Sitio donde se construye la presa de Jocoqui.



PRESA DERIVADORA JOCOQUI. Vista del lado de aguas abajo durante la construcción

La entrada del túnel se controla por medio de una estructura de concreto provista de 3 compuertas deslizantes de 1.46 x 1.83 m (4.8' x 6') que se accionan por medio de mecanismos elevadores y vástagos desde un puente de maniobras con su rasante a la elevación 1947.25. En caso de que el vertedor de la presa Calles trabaje a toda su capacidad, el nivel del agua ascenderá hasta la elevación 1946.50 m, quedando un bordo libre de 0.75 m en esta estructura. El umbral de las compuertas está a la elevación 1939.00 m.

Para la cimentación de la presa derivadora de El Jocoqui fué necesario remover 6 500 m³ de tierra y unos 10 000 m³ de roca. En la construcción de la cimentación, los arcos y el delantal de la cortina entraron 5 460 m³ de concreto y unos 18 400 m³ de mampostería, correspondiendo 18 000 m³ a los contrafuertes y 400 m³ al vertedor.

Los trabajos de construcción de la presa realizados de 1928 a - Costos 1929, tuvieron un costo total de \$ 1 108 000.00, incluyendo el costo de todos los trabajos preliminares, como camino de construcción, campamento, servicios generales y administración.

En los años cuando la presa fué construida los costos para trabajos semejantes eran mucho más bajos que en la actualidad.



69

PRESA DERIVADORA DE LAS PILASDISTRITO DE RIEGO DEL RIO TEHUANTEPEC, OAX.

La presa de Las Pilas es la estructura derivadora del Distrito de Riego del Río Tehuantepec y se construyó sobre el río del mismo nombre, a unos 9 Km aguas arriba de la población de Tehuantepec. Situación

La presa de Las Pilas tiene por objeto derivar las aguas del río Tehuantepec, para regar en la margen izquierda la máxima superficie que puede beneficiarse mediante el aprovechamiento del régimen natural de esta corriente. Posteriormente se aprovechará mediante algunas adaptaciones para derivar las aguas del río Tehuantepec, regularizadas en un almacenamiento que se construya aguas arriba, haciendo el aprovechamiento óptimo de esta corriente. Objeto

El aprovechamiento en riego de las aguas del río Tehuantepec se inició desde antes de la conquista mediante un sistema primitivo de canales, que fué ampliado y mejorado a principios del siglo XVII por los padres dominicos establecidos en la región, beneficiando a una faja de tierras situada en la margen izquierda del río y comprendida entre las poblaciones de Mixtequilla y Tehuantepec. Antecedentes

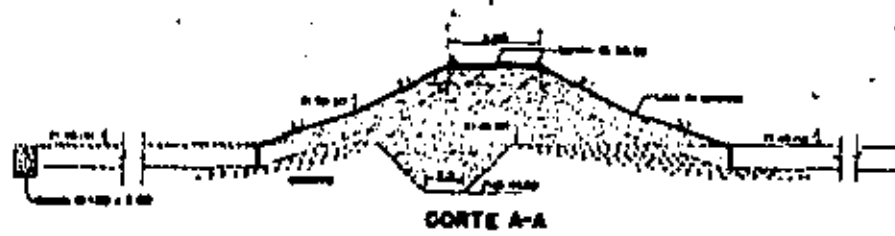
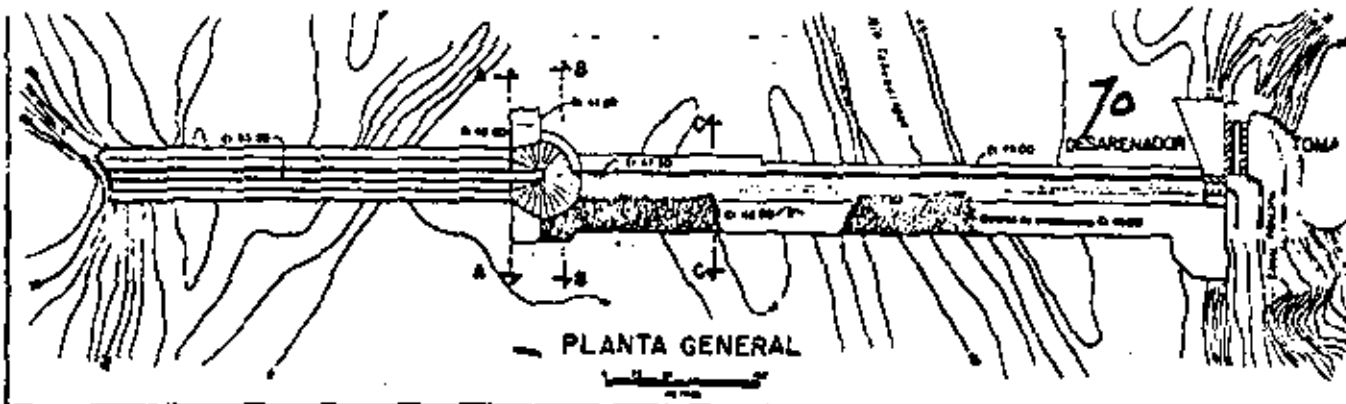
La derivación de las aguas se hacía mediante un represo provisional construido a través del río, formado con horcones de madera que servían de puntales a una palizada rolliza sobre la que se colocaban ramas y hojas de plátano, cubiertas con piedras y arena del cauce del río. Este represo permitía la sobreelevación del tirante y la derivación a través de una zanja iniciada dentro del propio cauce, que penetraba poco a poco en las vegas cultivables.

Estas obras rudimentarias de derivación y conducción eran destruidas por las avenidas del río provocando deficiencias en el riego mientras se ejecutaban las reparaciones e impidiendo el desarrollo de la región.

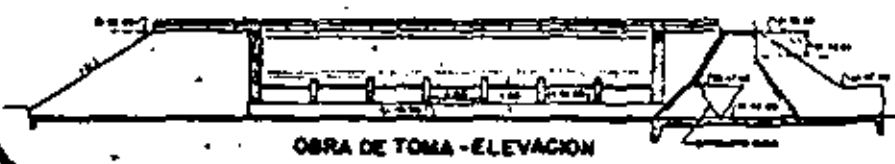
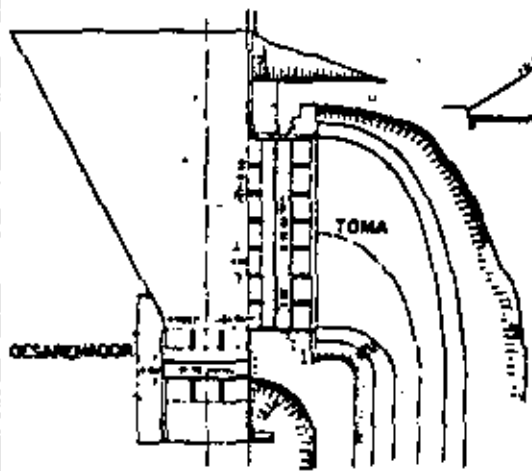
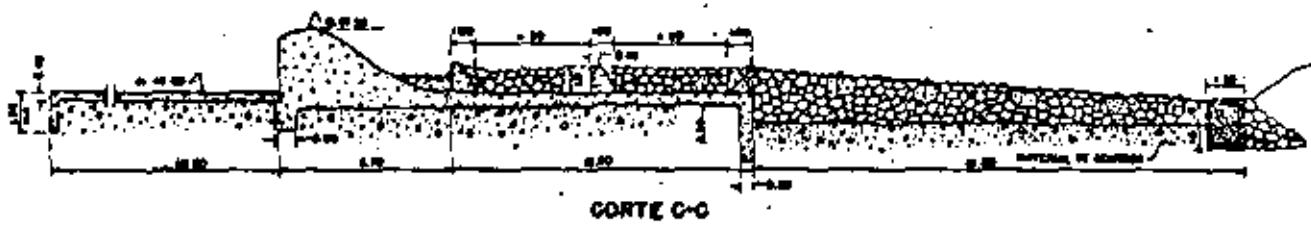
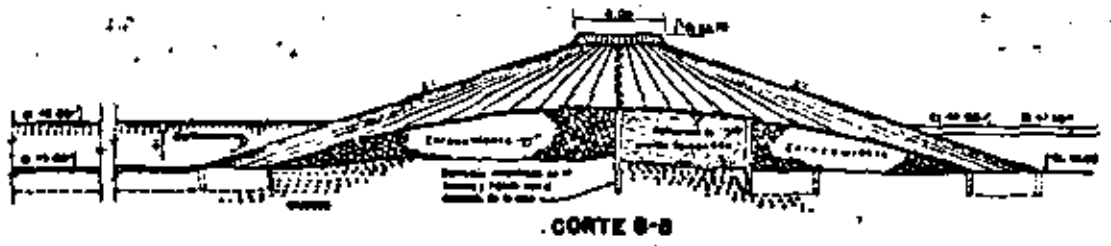
En diferentes ocasiones a partir de la segunda decena del presente siglo se efectuaron reconocimientos preliminares de la región, atendiendo solicitudes para la construcción de obras de riego, pero fué hasta el año de 1935 cuando la extinta Comisión Nacional de Irrigación inició los estudios que permitieron hacer la planeación general del Distrito de Riego de Tehuantepec.

Los trabajos de construcción del Distrito se iniciaron por la presa derivadora de Las Pilas, que se inició en 1937 y se terminó en 1940, substituyendo a la antigua presa provisional de Mixtequilla y pasando a alimentar desde luego al canal del mismo nombre.

Después de estar prestando servicios durante cuatro años, la presa de Las Pilas fué peligrosamente dañada por la creciente extra-



DATOS DEL PROYECTO	
Extensión de la obra proyectada	67.50 Km
Superficie de la zona beneficiada	400.00 Km ²
Área de riego	7.000.000 m ²
Longitud embudo desde la obra al 200	6.00 Km
Costo de la obra	10.000.000
Costo de la explotación	10.000.000
Costo de la conservación	10.000.000



DISTRITO DE RIEGO DE TEHUANTEPEC, OAX
PRESA DERIVADORA LAS PILAS

ordinaria, con gasto máximo de 6 000 m³/s, ocurrida el 24 de Septiembre de 1944, teniéndose que reconstruir de 1945 a 1946 con algunas modificaciones.

Simultáneamente con los trabajos de reconstrucción de la presa derivadora de Las Pilas, se inició la construcción del canal principal con su sistema de distribución y las redes de drenaje y caminos correspondientes, que dominan una superficie de 21 000 Ha y se terminaron en 1948, pasando la mencionada presa a servir dicha superficie, que incluye las 3 200 Ha de la zona de Mixtequilla.

En el sitio de Las Pilas el cauce del río Tehuantepec está cubierto por una gruesa capa de material de acarreo formado por arena, grava y cantos rodados. La ladera derecha está formada por una serie de lomas graníticas bajas y la izquierda, donde se cimentaron las estructuras de toma y de limpia, por rocas metamórficas que descansan sobre granitos.

Geología

La presa derivadora de Las Pilas está constituida por 3 partes principales: 1) Sección central vertedora, 2) Dique de limitación que cierra el lado derecho del cauce, y 3) Estructuras de toma y de limpia en el extremo izquierdo del cauce.

Descripción general de la obra

La sección vertedora ocupa la parte central del cauce y consiste en un cimacio de concreto ciclópeo de 400 m de longitud y 2.50 m de altura sobre el lecho. Está provista en su extremo de aguas arriba de un dentellón de 0.80 m de espesor y 2.50 m de profundidad media; aguas abajo se prolonga por medio de una losa de concreto de espesor variable y de 12 m de longitud, terminando en un deflector con dentellón de 0.50 m de espesor y 2.00 m de profundidad media.

Sección vertedora

Aguas arriba de la sección vertedora, la estructura está provista de una losa de 10 m de longitud y 0.40 m de espesor, con su cara superior a la elevación 45.00 m, que se inicia con un dentellón de 1.50 m de profundidad mínima.

El tramo vertedor, que tiene su cresta a la elevación 47.50 m, originalmente fué diseñado y construido para dar paso a un gasto de 4 000 m³/s con una carga de 3.26 m, quedando en el dique un bordo libre de 1.44 m; pero después de la gran avenida del año de 1944 la capacidad de la sección vertedora se aumentó a 7 500 m³/s con una carga de 4.70 m, quedando un bordo libre de 1.00 m.

El dique está en la prolongación de la sección vertedora hacia el lado derecho y cubre este lado del cauce. Está formado por un núcleo impermeable de tierra compactada, protegido en ambos taludes con zonas de roca acomodada revestidas con zapicado. La zona impermeable se prolonga hacia abajo en forma de dentellón, rellenando una trincheira.

Dique

El dique tiene 320 m de longitud, 6 m de anchura de corona, que se encuentra a la elevación 53.20 m, y 5.50 m de altura máxima. La zona impermeable tiene taludes de 1.5:1 desde la corona hasta la ele



PRESA DERIVADORA DE LAS PILAS. Obras de toma y de limpia.

vación 50.30 m y de 3:1 desde esta elevación hasta el fondo. La trinchera tiene 2.50 m de anchura de plantilla, 3.10 m de profundidad media y taludes de 1:1. El enrocamiento se colocó con taludes de 2:1 desde la corona hasta la elevación 50.30 m y de 3:1 desde esta elevación hasta el fondo.

Este dique fué diseñado y construido originalmente con su corona a la elevación 52.20 m, pero después de la avenida de 1944 se sobreelevó un 1 m para aumentar la capacidad de la sección vertedora, quedando entonces la corona a la elevación 53.20 m.

Las estructuras de limpia y de toma están situadas en el extremo izquierdo de la presa, ligadas con el muro vertedor, y se construyeron de concreto reforzado.

Estructuras de limpia y de toma

La obra de limpia está situada entre la sección vertedora y la obra de toma y está constituida esencialmente por 3 claros de 4.00 m de anchura por 2.50 m de altura, que se cierran por medio de compuertas radiales de iguales dimensiones, con su umbral a la elevación 45 m, que aproximadamente coincide con la elevación del fondo del cauce. Tiene capacidad para descargar normalmente un gasto de 90 m³/s.

La estructura de la obra de toma está ligada con la de limpia y normal a ella, quedando precisamente enfrente del canal de arrastre. Consiste de 7 claros de 4.00 m de anchura por 1.20 m de altura, que se cierran por medio de otras tantas compuertas radiales de iguales dimensiones, cuyo umbral se encuentra a la elevación 46.20 m, o sea 1.20 m arriba de la plantilla del canal de arrastre de la obra de limpia. La obra de toma tiene capacidad para derivar normalmente un gasto de 50 m³/s, que es suficiente para el aprovechamiento del régimen natural del río Tehuantepec. Posteriormente, al efectuar el desarrollo total del Distrito, esta capacidad deberá ampliarse hasta 70 m³/s.

El día 24 de Septiembre de 1944 se presentó en el río Tehuantepec una gran avenida, con gasto máximo de unos 6 000 m³/s, que causó serios perjuicios a la presa derivadora de Las Pilas.

Modificaciones a la presa después de la avenida de 1944

Esta avenida provocó el hundimiento de un tramo de cimacio de unos 60 m de longitud, a partir del muro de sostenimiento que ligaba el extremo izquierdo del dique con el derecho de la sección vertedora. Además, dicho muro de sostenimiento quedó desplomado y hundido cerca de 1.50 m, destruyéndose un tramo contiguo del dique, de unos 40 m de longitud.

Solamente como una solución transitoria, se hizo un relleno de enrocamiento en el tramo hundido de la sección vertedora y en el tramo destruido del dique. También se demolió el muro de sostenimiento que antes se ha mencionado. El enrocamiento fué arrastrado en las primeras avenidas que se presentaron en 1945, procediéndose en dicho año a hacer la reparación definitiva de la estructura, que se terminó en 1946.



PARTE DERIVADORA DE LAS PILAS. Muro vertedor.

Se hicieron algunas modificaciones al diseño original. La capacidad de la sección vertedora se aumentó de 4 000 m³/s a 7 500 m³/s, tomando en consideración que la avenida de 1944 alcanzó el gasto máximo de 6 000 m³/s. El trazo hundido del cimacio de concreto ciclópeo se reconstruyó con la sección original. Para obtener el aumento de capacidad de la estructura se elevó 1 m la corona del dique y se redujo el bordo libre, consiguiendo así la carga necesaria sobre la cresta.

En substitución del muro de sostenimiento demolido, se terminó el dique en una cabeza cónica de enrocamiento acomodado con taludes, de 3:1 y revestida con una losa de concreto reforzado de 0.20 m de espesor provista de dentellones anclados en el dique. Se reconstruyó el trazo destruido del dique con las modificaciones señaladas; así como la banqueta de concreto de 10 m de anchura del lado de aguas arriba del cimacio, limitada por un dentellón con profundidad de 1.50 m.

Fue necesario también reconstruir el delantal de concreto de 12 m situado del lado de aguas abajo del cimacio, limitado por un dentellón de 2 m de profundidad. Sobre este delantal y perfectamente anclados en él, se colaron 3 costillas de concreto de 1 m de altura, formando 2 cajas longitudinales paralelas al cimacio y a todo lo largo de la sección vertedora, que fueron rellenas con roca removida con bulldozer. Aguas abajo de la costilla que queda sobre el dentellón, se colocó un pesado enrocamiento con espesor de 2 m, que va disminuyendo hasta llegar a ser de 1 m a una distancia de 17.50 m. Este enrocamiento quedó limitado por un dentellón de 1.50 m de espesor y 2 m de profundidad, formado por jaulas de barra de refuerzo rellenas con roca; además, se colocó en la superficie del enrocamiento una malla formada también con barras de refuerzo.

Además, se hicieron algunas reparaciones en el extremo izquierdo del cimacio, en la liga del delantal con el canal de descarga de las compuertas del desarenador.

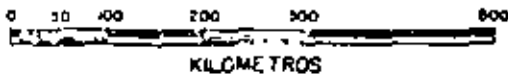
La presa así reparada ha venido trabajando bien, desde su terminación en 1946.

Los trabajos de construcción de la presa de Las Pilas, realizadas por administración de 1937 a 1940, tuvieron un costo de --- Costos \$ 1 697 000.00. Los trabajos efectuados posteriormente, de 1945 a 1946, para reconstruir y adaptar la presa requirieron una inversión de \$ 3 453 079.96, de la cual \$ 1 114 006.95, corresponden a trabajos por administración y \$ 2 339 173.01 a trabajos por contrato.

La cantidad total erogada en construir y reconstruir la presa resulta así de \$ 5 150 082.33.



ESCALA



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
RESAS DE DERIVACION

Presas	Río	Estado
Morelos	Colorado	Baja California
San Pedro	San Pedro	Chihuahua
El Sufragio	Fuerte	Sinaloa
Cahuinchua	Fuerte	Sinaloa
Culicacán	Culicacán	Sinaloa
San Lorenzo	San Lorenzo	Sinaloa
Pabellón	Pabellón	Aguascalientes
Jacaquí	Santiago	Aguascalientes
Las Pilas	Tehuantepec	Oaxaca





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

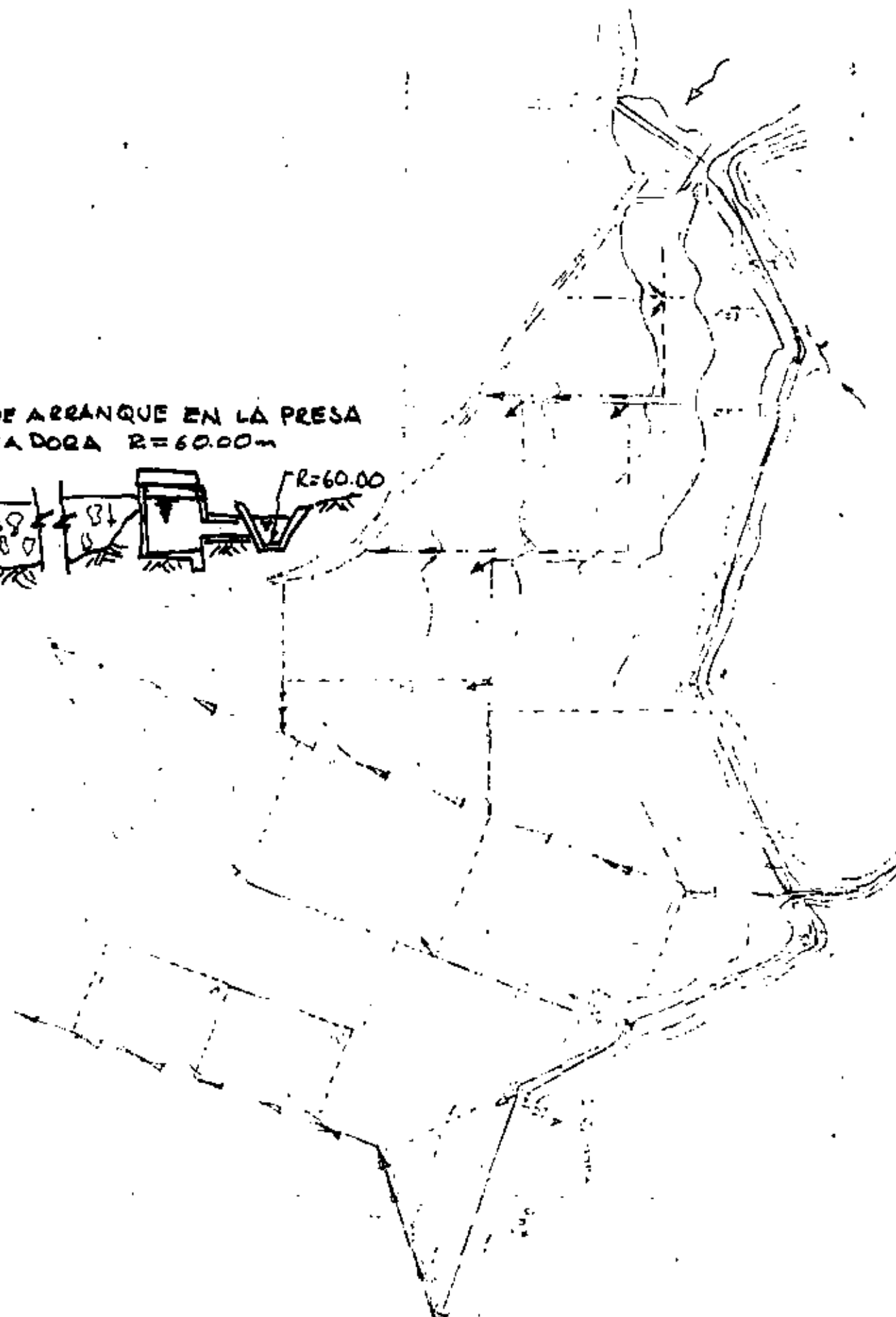
**V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO**

PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO

**ING. RODOLFO ORTEGA A.
ING. OSCAR PLAISANT WONG.**

AGOSTO-SEPTIEMBRE 1982

COTA DE ARRANQUE EN LA PRESA
DERIVADORA R=60.00m



GERENCIA GENERAL EN EL ESTADO, RESIDENCIA GENERAL DE REHABILITACION

DISTRITO DE RIEGO 05, CD. DELICIAS, CHIH.

PRELIMINAR

TABLAS DE AREAS-CAPACIDADES CANAL

HOJA No. 1/2

STACION	LOTE N°	TOMA	AREA BRUTA (Ha)	AREA NETA (Ha)	AREA NETA ACUMULADA (Ha)	COEFUNIT DE RIEGO (lts/seg/ha)	GASTO NECESARIO (lts/seg)	GASTO ADAPTADO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PENDIENTE	SECCION TIPO	NIVEL S L A (mts)	NOTAS
		CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA											
		aguas abajo de alfon Nº 2 setien											
	1	TGD	21.6	19.4	5100 ha	2	10 200						
					5119.4	2	10 238.8						
		CANAL LATERAL DER K ² 4+000											
	2	TGF	20.0	18	18	2	36						
	3	TGI	20.0	18	36	2	72						
		CANAL SUB-LATERAL DER KM 1+000 DEL S. LAT. DER K ² 4+000											
	4	TGF	44.4	40.0	40.0	2	80						
		CANAL LAT. DER KM 4+000 (Area neta = 26 + 40 + 43.2 = 109.2 ha)											
	5	TGD	48	43.2	119.2	2	238.4						
		CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (Area neta = 5119.4 + 119.2 + 43.2 = 5281.8)											
	6	TGD	48	43.2	5281.8	2	10 536.6						
	7	TGD	20	18.0	5249.8	2	10 499.6						
	8	TGD	28.9	26.0	5325.8	2	10 651.6						
	9	TGD	49.5	44.6	5370.4	2	10 740.8						
		CANAL LAT. DER K ² 1+600											
	10	TGF	28.0	25.2	25.2	2	50.4						
	11	TGD	39.9	35.9	61.1	2	122.2						
		CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (Area neta = 5370.4 + 61.1 + 27 = 5458.5)											
	12	TGD	30	27	5458.5	2	10 917	1171					
		CANAL LAT. DER K ² 0+980											
	13	TGF	22.8	20.5	20.5	2	41.0						
	14	TGI	24.0	21.6	42.1	2	84.2						
		CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (Area neta = 5458.5 + 42.1 + 16.6 = 5517.2)											
	15	TGD	18.4	16.6	5517.2	2	11 034.4						
		CANAL LAT. DER K ² 0+560											
	16	TGF	20	18	18	2	36						
	17	TGFI	9.4	8.5	26.5	2	53						
		CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (Area neta = 5517.2 + 26.5 = 5543.7)											
					5543.7	2	11 087.4						

SARH

GERENCIA GENERAL EN EL ESTADO DE CHIHUAHUA, RESIDENCIA GENERAL DE REHABILITACION

* DEFINITIVO * DISTRITO DE RIEGO 05, C.D. DELICIAS, CHIH.

TABLAS DE AREAS - CAPACIDADES CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA

HOJA No. 1/6

STACION	LOTE Nº	TOMA	AREA BRUTA (Ha)	AREA NETA (Ha)	AREA NETA ACUMULADA (Ha)	COEFUNIT DE RIEGO (lts/seg/ha)	GASTO NECESARIO (lts/seg)	GASTO ADAPTADO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PENDIENTE	SECCION TIPO	NIVEL S L A (ms)	NOTA
CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA													
Aguas abajo del sifón N° 2 se tienen					5100 ha	2	10200						
4+700	1	TGD	21.6	19.4	5119.4	2	10238.8						
CANAL LATERAL DER. K-4+050 DEL C. PPAL. M. IZQ.													
1+900	2	TGF	20.0	18	18	2	36						
1+400	3	TGI	20.0	18	36	2	72						
CANAL SUB LATERAL DER. K-1+000 DEL C. LAT. DER. K-4+050													
0+600	4	TGP	44.4	40.0	40.0	2	80						
CANAL LATERAL DER. K-4+050 (Area neta = 36 + 40 + 43.2 = 119.2 ha)													
0+800	5	TGD	48.0	43.2	119.2	2	238.4						
CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (Area neta = 5119.4 + 119.2 + 43.2 = 5281.8 ha)													
4+030	6	TGD	48	43.2	5281.8	2	10563.6						
3+400	7	TGD	20	18.0	5299.8	2	10599.6						
2+600	8	TGD	28.9	26.0	5325.8	2	10651.6						
1+650	9	TGD	49.5	44.6	5370.4	2	10740.8						
CANAL LATERAL DER. K-1+430 DEL C. PPAL. M. IZQ.													
1+397.43	10	TGF	28	26.2	26.2	2	50.4						
0+940	11	TGD	39.9	35.9	61.1	2	122.2						
CANAL PRINCIPAL MARG. IZQ. (Area neta = 5370.4 + 61.1 + 27 = 5458.5)													
1+020	12	TGD	30	27	5458.5	2	10917						
CANAL LATERAL DER. K-0+925													
1+000	13	TGP	22.8	20.5	20.5	2	41.0						
0+600	14	TGI	24.0	21.6	42.1	2	84.2						
CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (Area neta = 5458.5 + 42.1 + 16.6 = 5517.2)													
+570	15	TGD	18.4	16.6	5517.2	2	11034.4						
CANAL LATERAL DER. K-0+560													
+460	16	TGFD	20.0	18	18	2	36						
+460	17	TGFI	8.4	8.5	26.5	2	53						
CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (Area neta = 5517.2 + 16.6 = 5533.7)													
0+560 0+000					5533.7	2	11067.4						W
Area neta total = 5533.7 ha Gasto necesario total = 11,067.4 m ³ /s													

CALCULO DE LAS CURVAS DEL CANAL PRINCIPAL

$$PI \ N^{\circ} 1 = \Delta = 45^{\circ} \quad \overbrace{PI \ N^{\circ} 1 = PI \ N^{\circ} 2}^{CURVA} =$$

$$R = 4T \text{ a } 7T$$

T = Espejo libre del agua.

R = Radio de curvatura.

$$1^{\circ} R = 7T \approx 7 \times 7.7 = 53.90 \quad \text{Se deja } R = 60m$$

2^o Calculo de la sub tangente.

$$ST = R \cdot \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2} = 60 \operatorname{tg} \left(\frac{45^{\circ}}{2} \right) = 24.85$$

$$LC = \frac{20 \Delta}{G} = \frac{20 \times 45}{19.0913} = 47.17m$$

$$G_1 = \frac{1145.48}{R} = 19.0913^{\circ} \quad R = \frac{10}{\operatorname{Sen}(\frac{1}{2} G_1)} \approx 60.30 \approx 60 \text{ ok}$$

1 SE PROPONE:

$$R = 12T \approx 12 \times 7.7 = 92.4m \quad \text{Se adopta } R = 100$$

$$ST = R \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2} = 41.42m$$

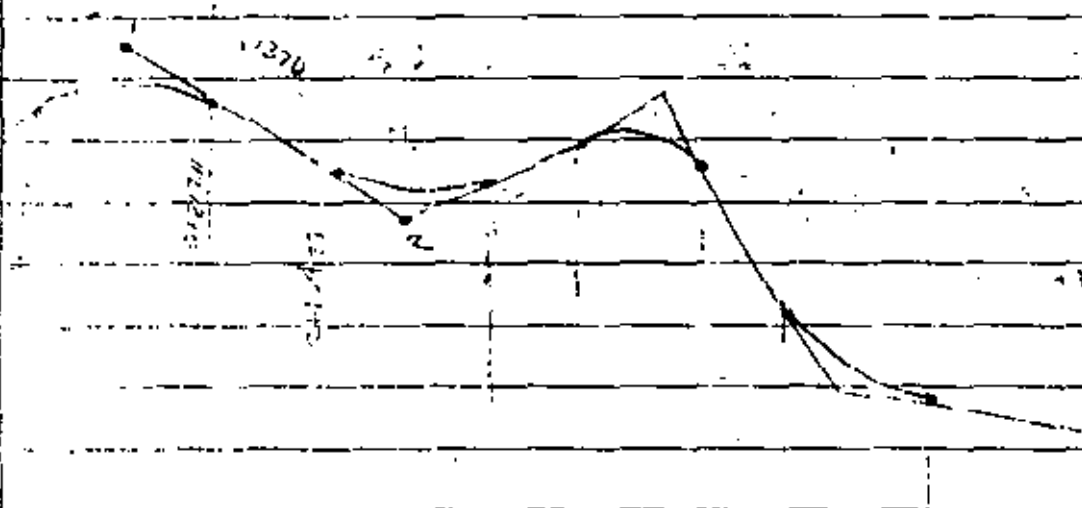
$$LC = \frac{20 \Delta}{G} = \frac{20 \times 45}{11.46} = 78.53$$

$$G_1 = \frac{1145.48}{100} = 11.46^{\circ}$$



CURVA

Estac.	Dist. a P.I.	PI - ST = PC	PT = PC + LC
0+000	0	(1)	= 73
	780	$0 + 780 - 0 + 0.4142 = 738.58$	$738.58 + 78.53 = 0+817.11 = PT$
	$L(1) + (2) = 1370$	$PC = PT + 1370 - ST - ST$	$PT = PC + LC$



PI N° 3 Δ = 90°

1° R = 7T = 53.9 ; se deja R = 60m ;

2° Cálculo de la Subtangente =

$$ST = R \tan \frac{\Delta}{2} = 60 \tan \frac{90}{2} = 60m$$

3° Cálculo de la long. de curva =

$$LC = \frac{20 \Delta}{G} = \frac{20 \times 90}{19.0913} = 94.28$$

$$G = \frac{1145.48}{R} = \frac{1145.48}{60} = 19.0913$$

PI N° 4 Δ = 45°

R = 7T R = 7 x 7.7 = 53.9 SE ADOPTA R = 60

ESTA CURVA ES IGUAL A LA DEL PI N° 1

sobre elevación del tirante por efecto de la curva en el canal

$$\Delta y = C \frac{V^2}{g} \frac{W}{r}$$

$$V = \text{m/s} ; W = b + 2td$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2 \quad r = \text{radio de la curva}$$

C = coeficiente según el tipo de sección y el tipo de régimen ver pag. 159

Δy = sobre elevación en metros:

$$V = 1.27 \text{ m/s} ; W = 2 + 2 \times 1.5 \times 1.9 = 7.7$$

$$\Delta y = C \frac{1.27^2}{9.81} \times \frac{7.7}{60} = 0.011 \text{ m}$$

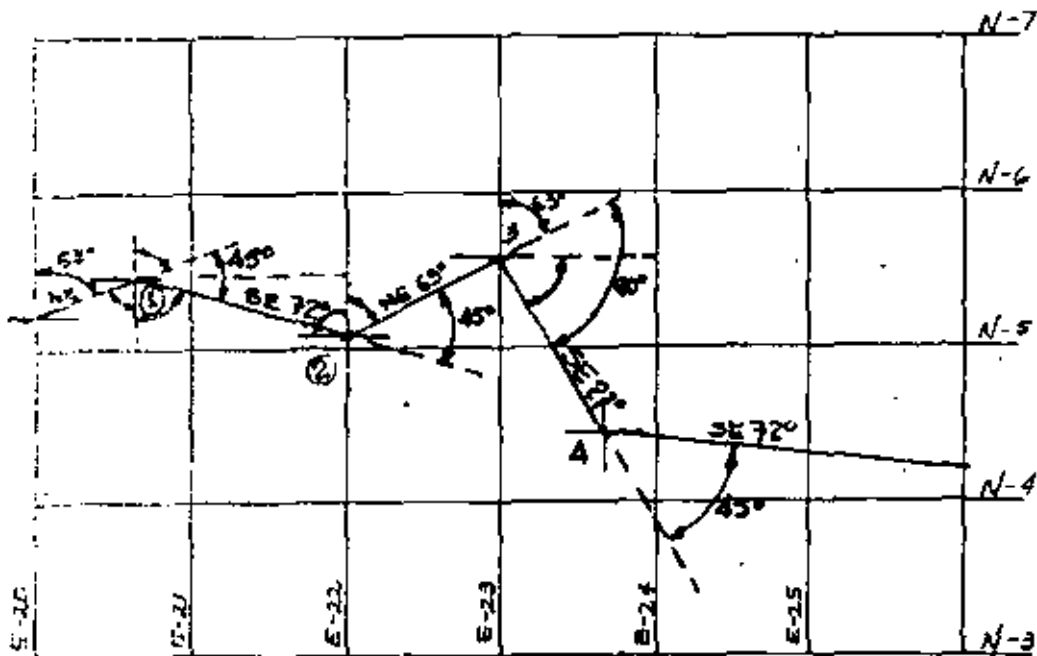
Datos de las curvas

Nº	ESTACIONES			DIMENSIONES EN M			ANGULOS °		COORDENADAS (P.I.)			
	PI'	PC	PT	ST	LC	R	Δ	G	Ex	Wy	Ny	Sy
1	0+780	0+738.58	0+817.11	41.42	78.53	100	45°	11.46°				
2	2+145.69	2+104.27	2+182.8	41.42	78.53	100	45°	11.46°				
3	3+261.38	3+201.38	3+295.66	60.00	94.28	60	90°	19.09°				
4	4+505.66	4+464.24	4+542.77	41.42	78.53	100	45°	11.46°				

Nº	(L) LONG. ENTRE P.I.	Estación Pulsada del P.I.	CURVA Nº	ST _i	LC	CADENAMIENTO REAL		
						PC _i = PI - ST	PT _i = PC _i + LC _i	PC _i = PT + L - ST _i - ST _(i-1)
0		0+000						
1	780	0+780	1	41.42	78.53	0+780 - 41.42 = = 0+738.58	0+738.58 + 78.53 = = 0+817.11	
2	1370	2+150	2	41.42	78.53		0+817.11 + 1370 - 41.42 - 41.42 = = 2+182.8	2+182.8
3	1120	3+270	3	60.00	94.28		2+182.8 + 1120 - 41.42 - 60 = = 3+295.66	3+295.66
4	1270	4+540	4	41.42	78.53		3+295.66 + 1270 - 60 - 41.42 = = 4+542.77	4+542.77

CÁLCULO DE LA POLIGONAL

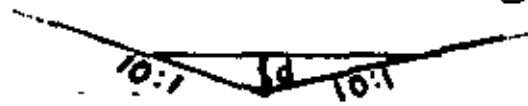
LADO	LONG.	R.CAL.	SEN R	COS R	PROYECCIONES ORIGINALES			
					Ex	Wx	Ny	Sy
0	0	-	-	-	20.000		5.200	
01	700	N 63° E	0.891	0.454	624.98		359.12	
12	1370	S 72° E	0.951	0.309	1302.87			423.33
23	1120	N 63° E	0.891	0.454	997.92		508.48	
34	1270	S 77° E	0.454	0.891	576.58			1131.57
45		S 72° E	0.951	0.309				
COORDENADAS					COORDENADAS (P)			
LADO	E	W	N	S	X	Y		
0	20000		5200		20000	5200		
01	20.694.98		5554.12		20694.98	5554.12		
12	21997.85			5130.79	21997.85	6130.79		
23	22995.77		5639.27		22995.77	5639.27		
34	23572.35			4507.7	23572.35	4507.7		
45								



- 1. $R = 63^\circ$
- 2. $-(90-63)+45 = 18$; $R = 90-18 = 72^\circ$
- 3. $-(90-72)+45 = 27$; $R = 90-27 = 63^\circ$
- 4. $-(90-63)+45 = 63$; $R = 90-63 = 27^\circ$
- 5. $27+45 = 72^\circ$ $R = 72^\circ$

CÁLCULO HIDRÁULICO DEL ARROYO

$$Q_{\text{arroyo}} = 14.0 \text{ m}^3/\text{s}$$



Suponiendo un tirante de 1m.

$$A = 10 \times \frac{1}{2} + 10 \times \frac{1}{2} = 10 \text{ m}^2$$

Área hidráulica

$$A = 10 \times \frac{1}{2} + 10 \times \frac{1}{2} = 10 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado

$$P = 2\sqrt{10^2 + 1^2} = 20.1 \text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{A}{P} = \frac{10}{20.1} = 0.4975 \text{ m}; R^{2/3} = 0.6279 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.04} (0.6279) \times (0.00833)^{1/2} = 1.43 \text{ m/s}$$

$$Q = AV = 10 \times 1.43 = 14.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cálculo hidráulico del sifón $Q_{\text{sifón}} = 11.711 \text{ m}^3/\text{seg}$

Suponiendo una $V = 2.5 \text{ m/s}$

$$A = \frac{\pi d^2}{4}; A = \frac{Q}{V} = \frac{11.711}{2.5} = 4.684 \text{ m}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 4.684}{\pi}} = 2.44 \text{ mts.}$$

$$\text{Se dejará } d = 2.5 \text{ m} \therefore A_{\text{real}} = \frac{\pi d^2}{4} = 4.9087 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A_{\text{real}}} = \frac{11.711}{4.9087} = 2.385 \text{ m/seg. } 2 < V < 3 \text{ OK}$$

$$R_s = \frac{d}{4} = \frac{2.5}{4} = 0.625 \text{ m} \therefore R_s^{2/3} = 0.731$$

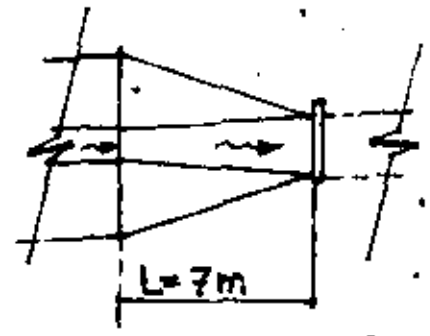
Longitud de transición $\alpha = 22.5^\circ$

$$L = \frac{T-t}{2} \cot \alpha = \frac{7.7-2.5}{2} \cot 22.5^\circ = 6.28 \text{ m}$$

Se adopta $L = 7 \text{ mts.}$

$$T = b + 2td = 2 + 1.5 \times 1.90 = 7.70$$

Para conocer la elevación aproximada de la rasante del canal a la salida del sifón se supone una pérdida de carga que es aproximadamente igual a $h_T \approx 1.5 h_f$



$$h_f = \left(\frac{V_s \eta}{R_s^{7/2}} \right)^2 L$$

donde $V_s = 2.55 \text{ m/s}$

$$h = 0.014$$

$$R_s^{7/2} = 0.731$$

$$L \approx 50 \text{ mts}$$

$$h_f = \left(\frac{2.39 \times 0.014}{0.731} \right)^2 \times 50 = 0.105$$

$$h_T = 1.5 \times 0.105 \approx 0.16 \text{ se adopta } \approx 0.20$$

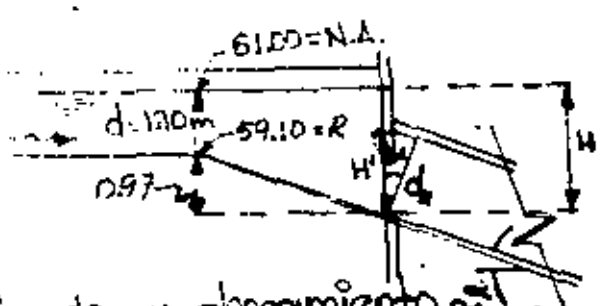
∴ Elevación de la rasante a la salida del sifón (en elevación)

$$\text{②} = 59.1 - 0.20 = 58.90 \text{ m}$$

"Ahogamiento en el Sifón"

$$\alpha \approx 10^\circ \cos \alpha = \frac{dR}{H'} \therefore H' = \frac{2.5}{\cos 10^\circ}$$

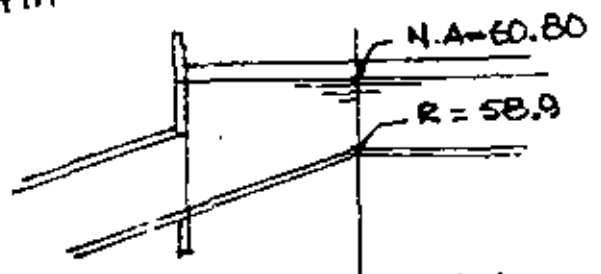
$$H' = 2.54 \text{ m}$$



dando un ahogamiento $\approx 13\%$

$$H = 2.54 (1.13) = 2.87 \text{ m}$$

$$2.87 - 1.90 = 0.97 \text{ m}$$



Ver croquis del sifón.

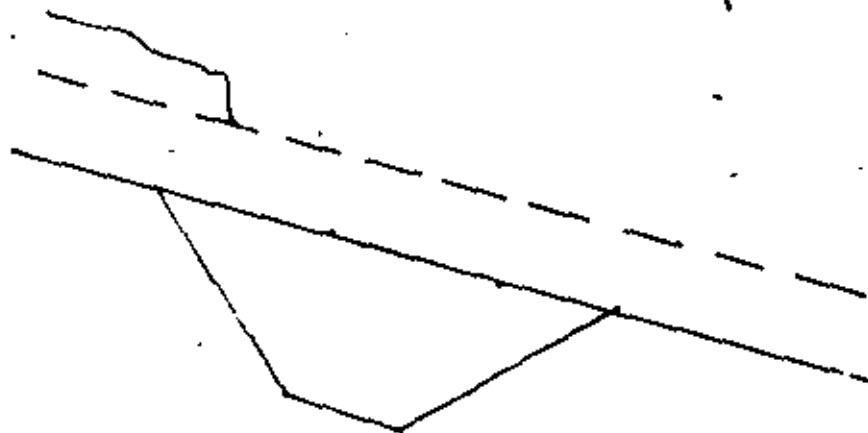
TIPO 21

$$\begin{aligned} \varphi &= 11.711 \text{ m}^3/\text{s} \\ A &= 9.21 \text{ m}^2 \\ v &= 1.271 \text{ m/s} \\ d &= 1.9 \\ b &= 2.0 \\ R &= 1.04 \\ h &= 0.014 \\ t &= 1.5:1 \\ s &= 0.0003 \end{aligned}$$

TIPO 20

$$\begin{aligned} \varphi &= 10.615 \text{ m}^3/\text{s} \\ A &= 8.560 \text{ m}^2 \\ v &= 1.241 \text{ m/s} \\ d &= 1.85 \text{ m} \\ b &= 1.85 \text{ m} \\ R &= 1.004 \\ n &= 0.014 \\ t &= 1.5:1 \\ s &= 0.0003 \end{aligned}$$

NOTA.- EN EL SIFÓN LA RASANTE PUEDE QUEDAR IGUAL; COMO SI NO EXISTIERA EL SIFÓN, SOLO QUE HABRÍA SOBREELEVACIÓN A LA ENTRADA Y SOLO HABRÍA QUE CHECAR QUE LA SOBREELEVACIÓN NO SOBREPASE EL BORDE LIBRE



CÁLCULO DE LA LONGITUD DE REPRESAS EN EL CANAL PRINCIPAL

$$L_{\text{máx.}} = d - \frac{(0.25d + \Delta h)}{s} - 0.50$$

$$L_{\text{mín.}} = d - \frac{(0.25d + \Delta h)}{s} - 0.4d$$

$$L_{\text{máx por subpresión}} \rightarrow L'_{\text{máx}_s} = \frac{d}{3s}$$

Se tomará $\Delta h \approx 0.15$ (Tomas laterales)
 $\Delta h \approx 0.10$ (Tomas Granja)


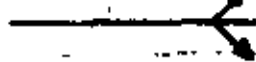
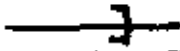
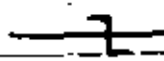












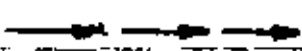






DATOS: para $d = 1.90 \text{ m}$; $\Delta h = 0.15 \text{ m}$; $s = 0.0003$

$$L_{\text{máx.}} = 1.90 - \frac{(0.25 \times 1.90 + 0.15)}{0.0003} - 0.50 = 2178.0 \text{ mts}$$

$$L_{\text{mín.}} = \frac{1.90 - (0.25 \times 1.90 + 0.15)}{0.0003} - 0.4 \times 1.90 = 1717.0 \text{ m}$$

$$L_{\text{máx}_s} = \frac{1.90}{3 \times 0.0003} = 2111$$

Quedan como $L_{\text{máx.}} = 2178$ y $L_{\text{mín.}} = 1717 \text{ m}$
 (Ver planta y su ubicación)

SIMBOLOGÍA	DEFINICIÓN
7 	TOMA GRANJA
8 	DOBLE TOMA GRANJA
9 	REPRESA
10 	CAIDA
12 	ENTRADA DE AGUA AL CANAL
11 	SIFÓN
13 	ENTRADA DE AGUA DE DREO SUPERIOR
14 	DEBAGUE DE EXCEDENCIAS
15 	DEBAGUE TOTAL
19 	PUENTE PARA VEHÍCULOS
20 	ALCANTARILLA EN CANALES O DRENES
16 	ENTRADA DE AGUA A DREN TIPO ALCANTARILLA
17 	REMATE FINAL
18 	ENTRADA DE AGUA DE DREN A DREN
4 	CANAL
5 	DREN NUEVO
6 	ARROYO RECTIFICADO
1 	CAMINO PAVIMENTADO
2 	CAMINO REVIESTIDO
3 	LINDERO DE LOTE
23 	CASITA PARA CANALERO
21 	PUENTE PARA PEATONES
22 	YADO

CÁLCULO DE LA CURVA EN EL LATERAL
 DER. 1+630 (PI = 0+910)

$$\Delta = 90^\circ$$

$$R = 4T \text{ a } 7T$$

$$\text{Se tomara } R = 5T$$

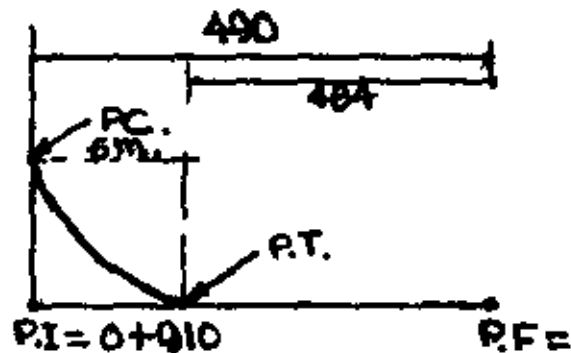
$$\text{Sección tipo - 1 } \Rightarrow T = b + 2td = 0.3 + 1.5 \times 2 \times 0.3 = 1.2$$

$$R = 5T = 5 \times 1.2 = 6 \text{ m ; } \Delta = 90^\circ$$

$$S.T. = e \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2} = 6 \text{ m}$$

$$G = \frac{1145.48}{R} = \frac{1145.48}{6} = 190.91333$$

$$LC = 20 \frac{\Delta}{G} = \frac{20 \times 90}{190.91333} = 9.43 \text{ m.}$$

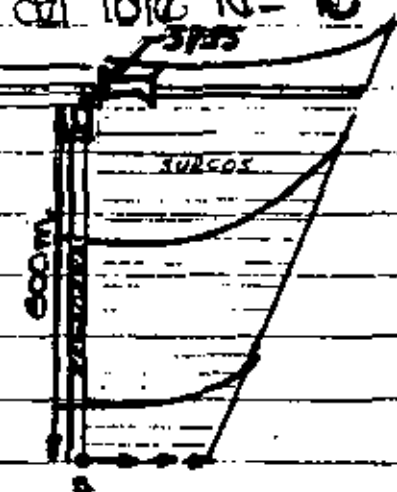
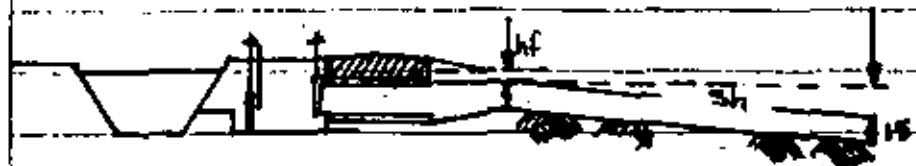


$$PC = 0+910 - 6 = 0+904$$

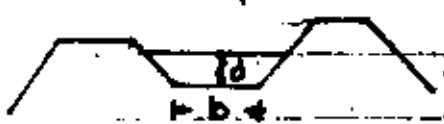
$$R.T. = 0+904 + 9.43 = 0+913.43$$

$$P.F. = 0+913.43 + 484 = 1+397.43$$

Cálculo de la superficie libre del agua en los tonos Granda (Este caso es B TG del lote No 10 1º Tono Granda/1981)



Q aprox = 50.4 Hs/seg = 0.0504 m³/s
Sección aprox de Regadera.

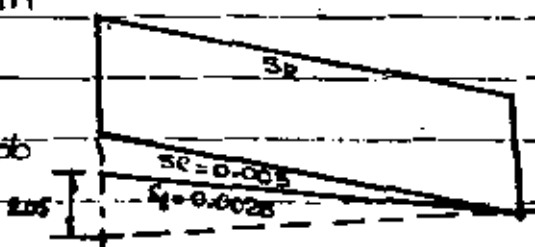


$$S_f = \frac{57.85 - 55.80}{800} = 0.0026$$

SURCOS

Proponemos $S_p = 0.003 = S_f$ y $b = 0.30$ m

$$\frac{Qn}{S^{5/2}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} = \frac{(0.3d + 1.5d^2)^{1.666}}{(0.3 + 3.606d)^{0.666}}$$



$$\frac{0.0504 \times 0.03}{(0.003)^{1/2}} = 0.0276$$

Se cumple para $d = 0.196 \therefore \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} = 0.0276$

Comprobación $A = 0.3 \times 0.196 + 1.5(0.196)^2 = 0.1164 \text{ m}^2$

$$P = 0.3 + 3.606(0.196) = 1.0068 \quad R = \frac{A}{P} = \frac{0.1164}{1.0068} = 0.1156$$

$$R^{2/3} = 0.2373$$

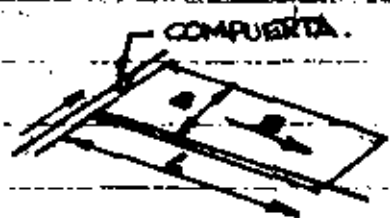
$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.03} (0.2373) (0.003)^{1/2} = 0.433 \text{ m/s}$$

$$Q = vA = 0.433 \times 0.1164 = 0.0505 \approx 0.0504 \text{ OK}$$

$$h_f = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 L = \left(\frac{0.433 \times 0.03}{0.2373} \right)^2 800 = 2.40$$

$$h_f = SL \approx 0.003 \times 800 = 2.4 \text{ OK}$$

Riego en Fojos con caballones (MEJAS)



B de 90 cm L de 100 a 400 m

la superficie debe ser horizontal para q' el agua la cubra en toda su anchura

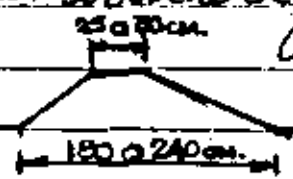
la pendiente de 2 a 4% (1% hasta 7.5% dependiendo del tipo de suelo pendientes muy fuertes no son recomendables son muy erosionados los tierras

Q por melga de 14 a 280 ltz/seg

Esto es apropiado para suelos de textura heterogénea los suelos bastante impermeables (suelos francos y compactos) permiten la construcción de franjas muy largas

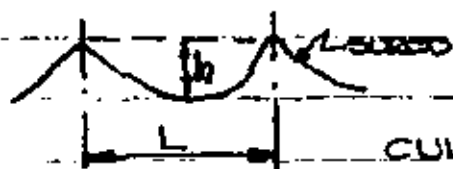
los suelos porosos y abiertos con subsuelo de grava exigen fojas cortas y estrechas.

DIMENSIONES DE CABALONES.



RIEGO POR SURCOS

Pendientes de 0.5 a 3% son las mejores pendientes de 3 a 6% (para algunos tipos de suelos de 10 a 15% para pequeños caudales solo y habi' q' vigilar la erosión.



CULTIVOS	L	h
Huertas	0.9 a 1.8 m	0.2 a 0.3 m
Para suelos de condiciones capilares muy buenas o de subs. impermeable	3 a 3.6 m	0.07 a 0.13 m
Panobacha		

EN BASE AL PLANO G-C (para determinar la carga mínima en la toma y a suaves en el canal alimentador se tiene..



$d = 24$ (ver hoja N° 22)

$$0.196 + S_p L = 0.196 + 0.003 \times 100 = 2.596 \text{ m.}$$

Dependiendo del tipo de aforadora.

$$Ah \approx 0.10 \text{ m.} \therefore SLA = \text{Elev. } 55.8 + 2.596 + 0.10 = 58.496$$

$$SLA \approx 58.5 *$$

Aplicando el criterio de Paseta que al T.N. se le agregue de 40 a 60 cms. se tiene.

$$\therefore \text{Elev. del T.N.} = 57.85 \quad \text{Elev. de SLA} = 57.85 + 0.6 =$$

$$SLA = 58.45 \text{ m (60 cm)} \quad \left. \right\} *$$

$$SLA = 58.25 \text{ m (40 cm)} \quad \left. \right\} *$$

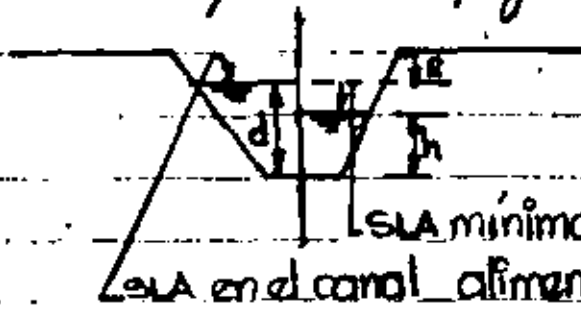
se tomará 58.50

Para la toma granja N° II se tomará.

$$\text{Elev. SLA} = \text{Elev. T.N.} + 0.40 \text{ m} = 58.30 + 0.4 = 58.70 \text{ m.}$$

CÁLCULO DE EL NIVEL DE OPERACIÓN

Nivel de operación (pag. 19-23 y 164 plano TC-C-248)



LSA mínimo para alimentar al canal q distribuye
LSA en el canal alimentador.

Valores de R mínimos

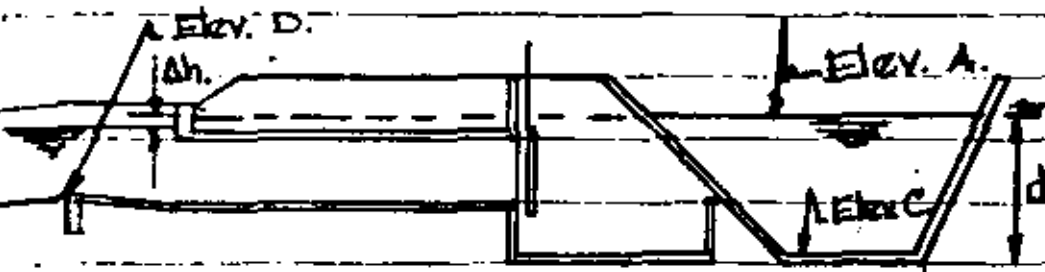
Si $d \leq 50\text{cm}$; $R = 15\text{cm}$ $\therefore h = d - 15$

$50 < d < 200\text{cm}$; $30 > R > 15$ $\therefore h = d - 15$ o $h = d - 30$

$d > 200\text{cm}$; $R = 0.15d$ $h = 0.85d$

En nuestro caso $d = 1.96\text{m}$ $\therefore R$ es de 30 a 15 cm

se toma $h = 1.96 - 30 = 1.66$



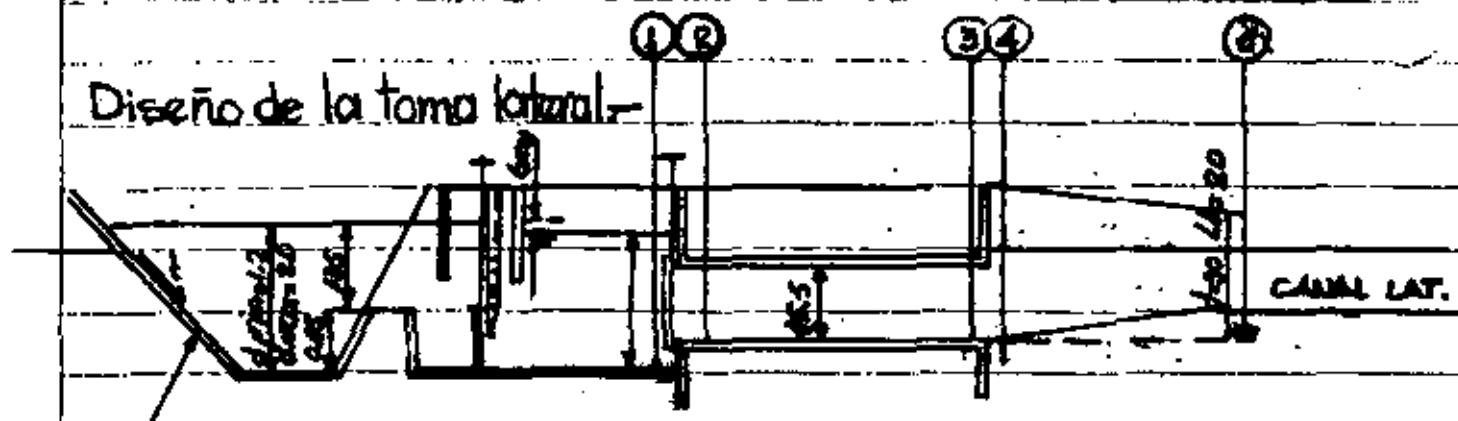
Elev. D - Elev. C = $0.4d$ máximo ó 50cm. mínimo

Elev. A - Elev. B = $(0.25d + \Delta h)$ mínimo

de acuerdo a nuestro caso $0.4(1.96) = 0.784$ max.

0.5 mín.

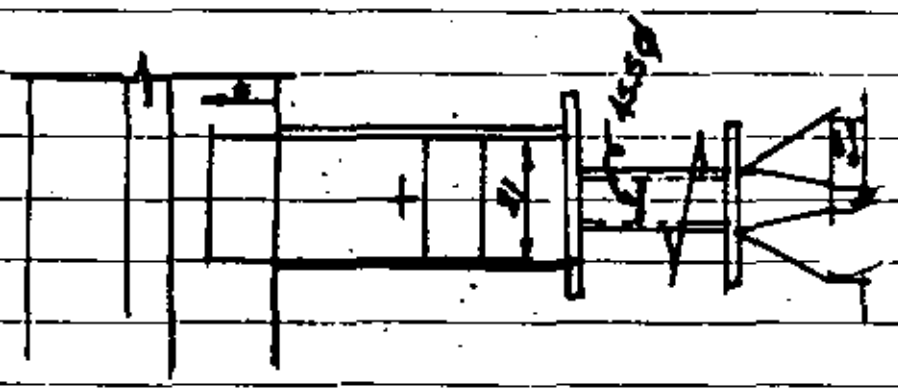
Diseño de la toma lateral



Canal Principal

Datos hidráulicos del canal principal

- $Q = 11.711 \text{ m}^3/\text{s}$
- $A = 9.21 \text{ m}^2$
- $v = 1.271 \text{ m/s}$
- $b = 2.0$
- $d_{\text{normal}} = 1.90$
- $f = 1.5:1$
- $s = 0.0003$
- $n = 0.014$
- $R = 1.004$



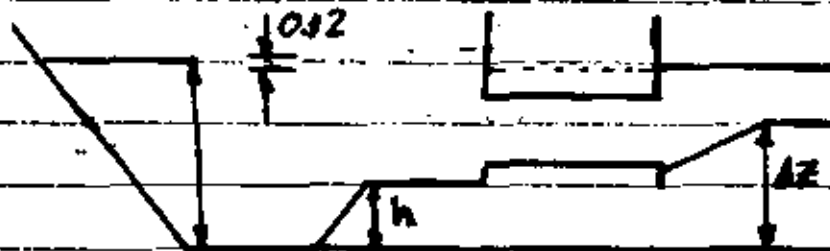
Datos hidráulicos del canal lateral

- $Q_{\text{necesario}} = 122.2 \text{ lts/seg.}$
- $Q_{\text{adaptado}} = 0.144 \text{ lts/seg. } v = 0.64 \text{ m/s.}$
- $A = 0.220$
- $b = 0.3$
- $d = 0.3$
- $s = 0.0009$
- $n = 0.014$
- $f = 1.5:1$
- $e = 0.05$
- $Lb = 0.2$

21

Nivel de operación como el frente normal del canal principal es 1.9 m y la toma lateral requiere 144 lts/seg. adoptamos la Estructura o tipo TC-C-563
1º Nivel mín. de operación.-

De acuerdo al plano.
TC-C-248 (pág. 164)



Se tiene

$$\text{Elev. A - Elev B} = (0.25d + Ah)_{\min} = 0.25(1.9) + 0.12$$

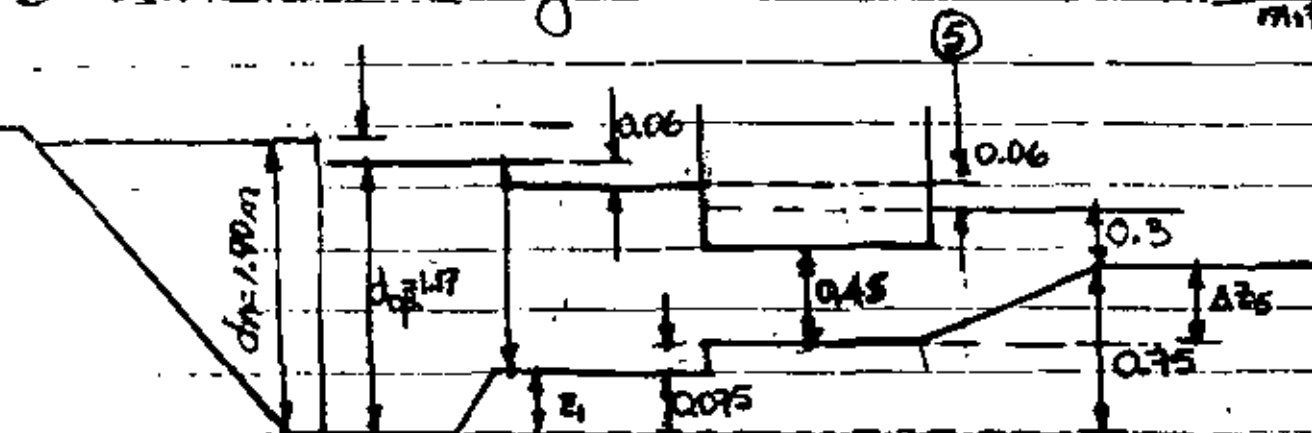
0.12 (se presta 6 en la Estructura tipo y consideramos 6 de pérdida total al renunciar $\therefore 0.25(1.9) + 0.12 = 0.595 \text{ m. mín.}$

2º Escalón.- 0.4 d max y 50 cm. mín.

$$\therefore \Delta z = 0.4 \times 1.9 = 0.76 \text{ max y } 0.5 \text{ m. mín.}$$

Se tomará $\Delta z = 0.75 \text{ cm.}$

3º Considerando la regla de $-0.5 < d < 2 \therefore R = \frac{150}{\text{mín.}}$



Como el lateral es ST-1 $\therefore d = 0.3$ calcularemos por el escalón z_1 , 1º Consideramos un chagamiento en ⑤ \therefore de 30% \therefore

$$0.45 \times 1.3 = 0.59; \Delta z_2 = 0.59 - 0.3 \cong 0.29; \text{ y } z_1 = 0.75 - 0.29 - 0.075 = 0.38$$

Se tomará $z_1 = 0.4$ cumpliendo con las Restricciones anteriores tendremos $d_{op} = 0.75 + 0.3 + 0.12 = 1.17$.

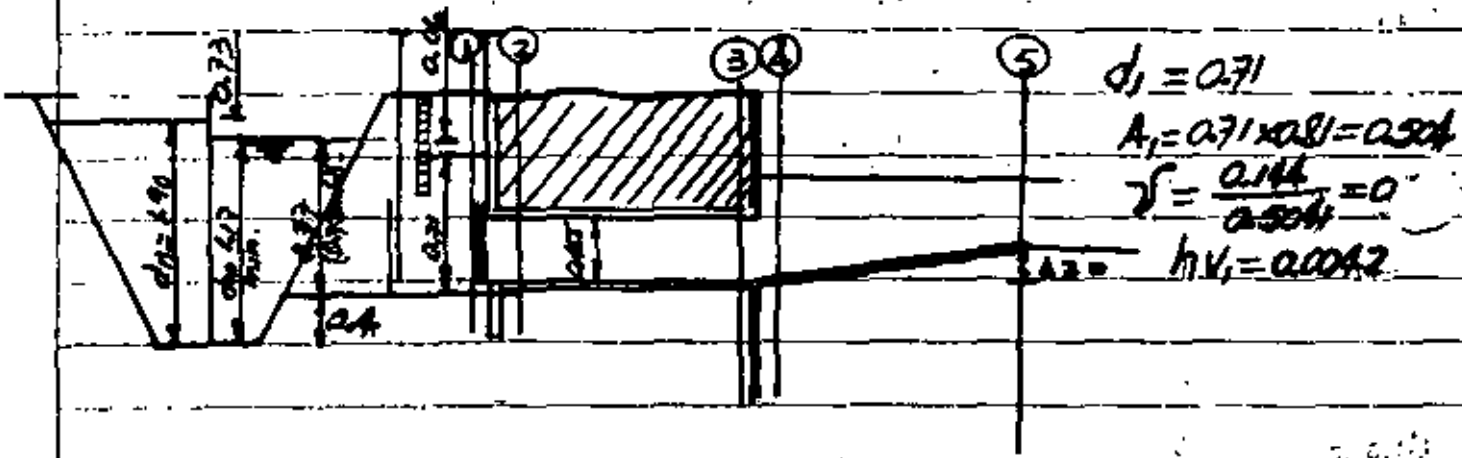
$d_{op} = 1.17 \therefore d_n = 1.90 \quad R = 1.9 - 1.17 = 0.73$

y R como mínimo fue 0.995 OK ✓

además de acuerdo al plano TC-C-563 se tiene 75 min y en esa zona tendremos

$d = 1.17 - 0.4 = 0.77 > 0.75$ OK ✓

En base a lo anterior se llevará el diseño hidráulico de esa toma. —



$d_1 = 0.71$
 $A_1 = 0.71 \times 0.81 = 0.574$
 $\sqrt{v} = \frac{0.144}{0.574} = 0$
 $h_{v1} = 0.0042$

Bernoulli entre ① y ②

$d_1 + h_{v1} = d_2 + h_{v2} + \epsilon P_{1-2} + P_2 + z_2$

$d_2 = 0.455$; $\epsilon P_{1-2} = 0.2(h_{v2} - h_{v1})$; $z_2 = 0.075m$

$A_2 = \frac{\pi d^2}{4} = 0.1626 m^2$; $0.2(0.0398 - 0.0042) = 0.00712$

$\sqrt{v}_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{0.144}{0.163} = 0.8834 m/s$; $h_{v2} = 0.0398 m$

$0.71 + 0.0042 = 0.455 + 0.0398 + 0.00712 + \frac{P_2}{\omega} + 0.075 =$

$\frac{P_2}{\omega} = 0.1393$

B - ② y ③

$$d/2 + hv/2 + \frac{P_2}{\omega} = d/3 + hv/3 + \frac{P_3}{\omega} + hf$$

$$\frac{P_3}{\omega} = \frac{P_2}{\omega} - hf \quad \therefore hf = \left(\frac{2kn}{r^3}\right)^2 L$$

$$hf = \left(\frac{0.834 \times 0.012}{(0.11375)^3}\right)^2 \times 7 = 0.043 \text{ m}$$

n. - en este tipo de tubos

n. - de 0.009 a 0.012

se toma n = 0.012 debido a

juntas. -

$$\frac{P_3}{\omega} = \frac{P_2}{\omega} - hf = 0.1373 - 0.043$$

$$R = \frac{d}{4} = \frac{0.455}{4} = 0.11375$$

$$L = 7 \text{ m}$$

$$\frac{P_3}{\omega} = 0.123 \text{ m}$$

B - ③ - ④

$$d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{\omega} = d_4 + hv_4 + \epsilon P_{3-4}$$

$$d_3 = 0.455 \text{ m}; hv_3 = hv_2 = 0.0398 \text{ m}; \frac{P_3}{\omega} = 0.123 \text{ m}$$

$$\epsilon P_{3-4} = 0.4(hv_3 - hv_4) = 0.4(0.0398 - 0.045) = 0.0101$$

$$d_3 + 0.6hv_3 + \frac{P_3}{\omega} = d_4 + 0.6hv_4$$

$$0.455 + 0.6(0.0398) + 0.123 = d_4 + 0.6hv_4$$

$$0.6019 = d_4 + 0.6hv_4$$

Se cumple para $d_4 = 0.594$:

$$A_4 = 0.455 \times 0.594 = 0.2703 \quad \gamma_4 = \frac{Q}{A_4} = \frac{0.144}{0.2703} = 0.5328$$

$$hv_4 = 0.045$$

$$0.6019 = 0.594 + 0.6(0.045) = 0.602 \text{ OK}$$

B + - =

$$d_4 + h_{v4} = d_5 + h_{v5} + \Delta z_5 + \epsilon P_{4-5}$$

$$d_4 = 0.594; h_{v4} = 0.0145$$

$$d_5 = 0.3; v_5 = 0.64 \text{ m/s}; h_{v5} = 0.0209$$

$$\epsilon P_{4-5} = 0.2(h_{v5} - h_{v4}) = 0.2(0.0209 - 0.0145) = 0.00128$$

$$0.594 + 0.0145 - 0.3 - 0.0209 - 0.00128 = \Delta z_5 = 0.286$$

Resumen de Pérdidas

$$1) \text{ Por entrada} = 0.00712$$

$$2) \text{ Por Fricción} = 0.043$$

$$3) \text{ Por Salida} = 0.0101$$

$$4) \text{ Por trans. de Salida} = 0.00128$$

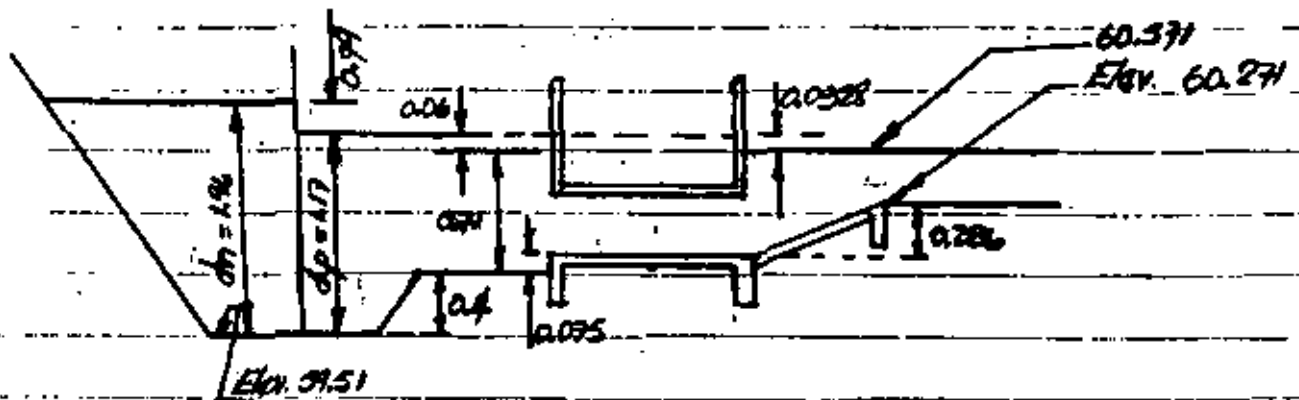
$$0.0328$$

Comprobación B ①-⑤ N.R. por la rozantez del tubo.

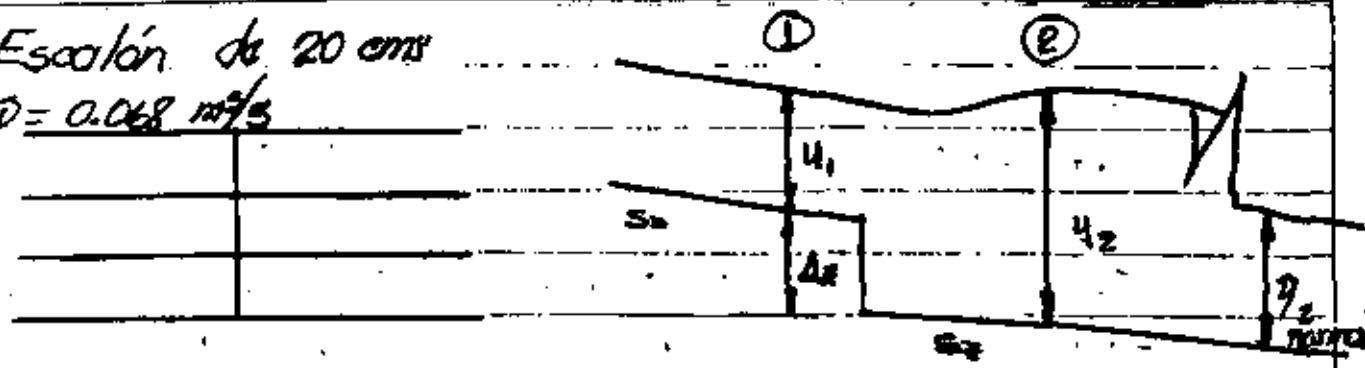
$$h_{v1} + d_1 - \Delta z_2 = d_5 + h_{v5} + \Delta z_5 + \epsilon P_{4-5}$$

$$0.0042 + 0.71 - 0.03 = 0.3 + 0.0209 + 0.286 + 0.0328$$

$$0.6392 \approx 0.6397 \quad \text{OK}$$

Se determina $\Delta z = 0$.

Escalón de 20 cms
 $Q = 0.068 \text{ m}^3/\text{s}$



$$h_{f,2} \approx 0$$

$$E_1 = E_2 = \Delta z$$

$$E_1 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g}; \quad y_1 = 0.30 \text{ m}; \quad V_1 = 0.64 \text{ m/s} \quad h_{v1} = 0.0209 \text{ m}$$

$$E_2 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \Delta z = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$0.3 + 0.0209 + 0.2 = y_2 + h_{v2}$$

$$0.5209 = y_2 + h_{v2}$$

tantos se cumple para $y_2 = 0.52$ $\Delta z = 0.3 \times 0.52 + 1.5 \times 0.52^2 = 0.5616$

$$V_2 = \frac{0.068}{0.5616} = 0.121 \quad h_{v2} = 0.0008 \quad \therefore y_2 + h_{v2} = 0.52 + 0.0008$$

$$y_2 + h_{v2} = 0.5208 \approx 0.5209 \text{ OK.}$$

y_2 se incrementa en este caso para $Q = 0.068$

y para $sr=1$ $d=0.3$ y $Lb=0.2 \text{ m} \therefore d+Lb=0.5 < 0.52$

El agua se desbordaría, no conviene hacer los escalones a menos q se justifiquen.

calculo de la longitud de Represas
CANAL LAT. DER. K-14630

$$L_{\text{m\acute{a}x}} = \frac{d - (0.15d + \Delta h) - 0.20}{S}$$

$$L_{\text{m\acute{i}n}} = \frac{d - (0.15d + \Delta h) - 0.4d}{S}$$

$$L_{\text{m\acute{a}x}} = \frac{d}{3S}$$

1º para $S = 0.0002$ y $d = 0.3$ $\Delta h \approx 0.05$ cm.

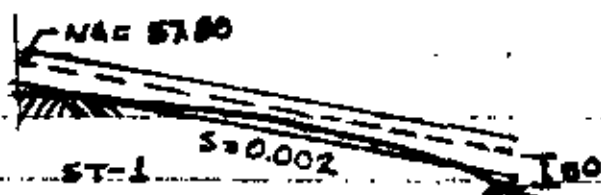
$$L_{\text{m\acute{a}x}} = \frac{0.3 - (0.15(0.3) + 0.05) - 0.20}{0.0002} = \frac{0.005}{0.0002} = 25 \text{ m}$$

$$L_{\text{m\acute{i}n}} = \frac{0.3 - (0.15(0.3) + 0.05) - 0.4d}{0.0002} = \frac{0.085}{0.0002} = 425 \text{ m}$$

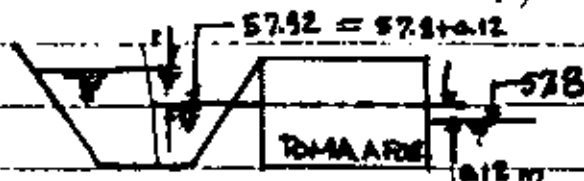
$$L_{\text{m\acute{a}x SP}} = \frac{0.3}{3 \times 0.0002} = 500 \text{ m} \rightarrow ?$$

NOTA: Estas fórmulas no son válidas en canales pequeños pues se daría represa por cada toma granja o toma lateral de acuerdo al criterio que se adapte.

Diseño del canal sub-lat-Per K-1+000



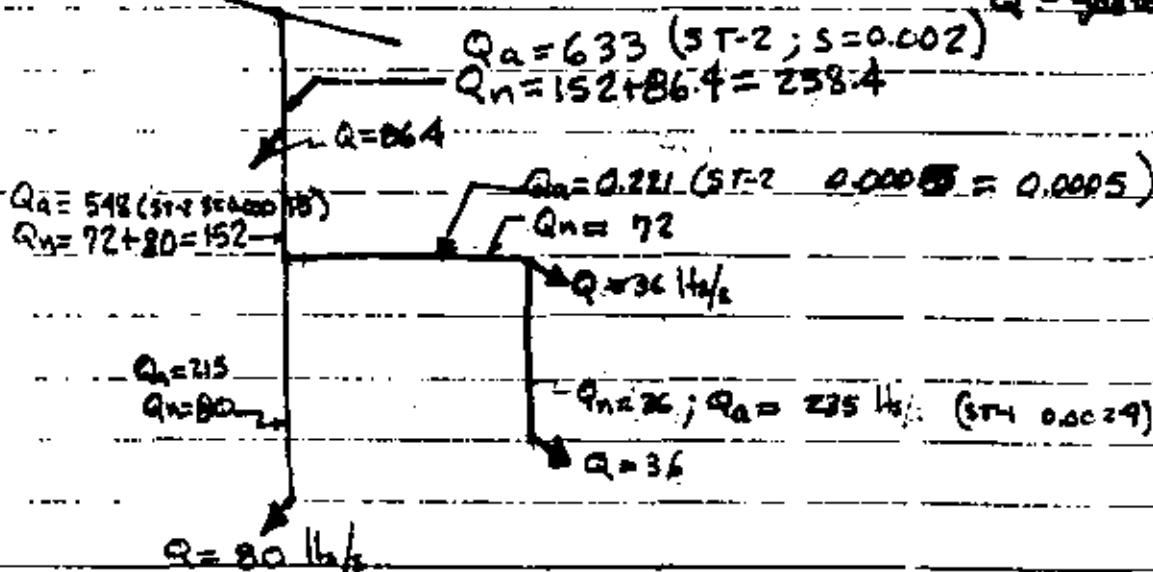
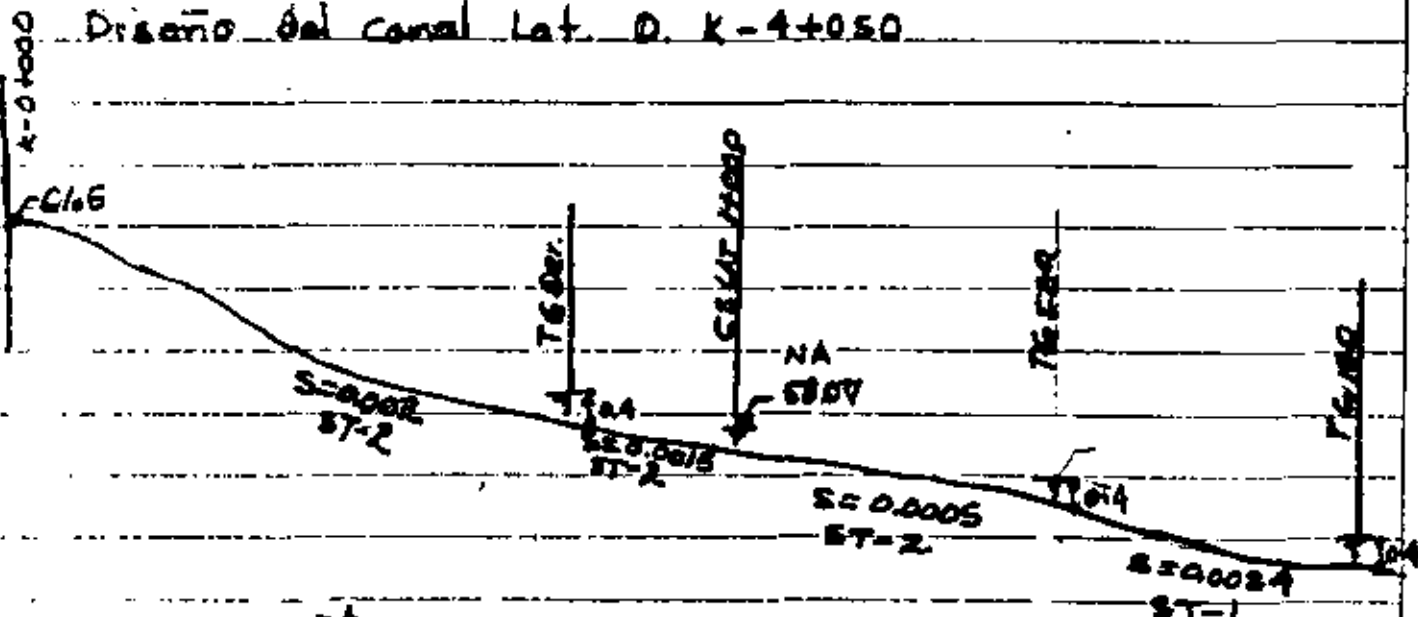
$Q = 0.215 \times V = 0.954 \text{ m}^3/\text{s} \quad S = 0.002$

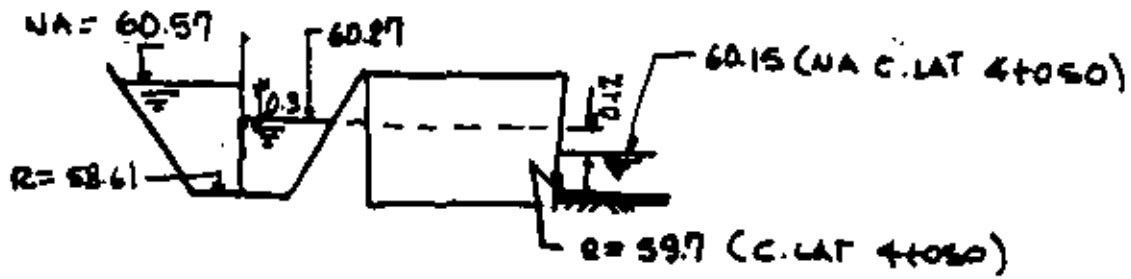


$R \times 0.15 \therefore NA \text{ mín} = 57.92 = 57.92$

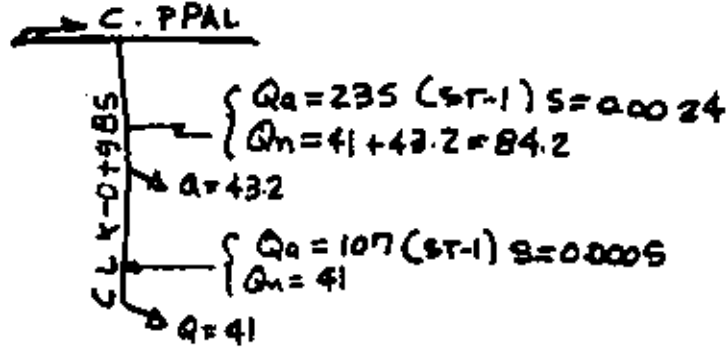
$NA \text{ normal} = 57.92 + 0.15 = 58.07 \text{ OK}$

Diseño del canal Lat. 0. K-4+050

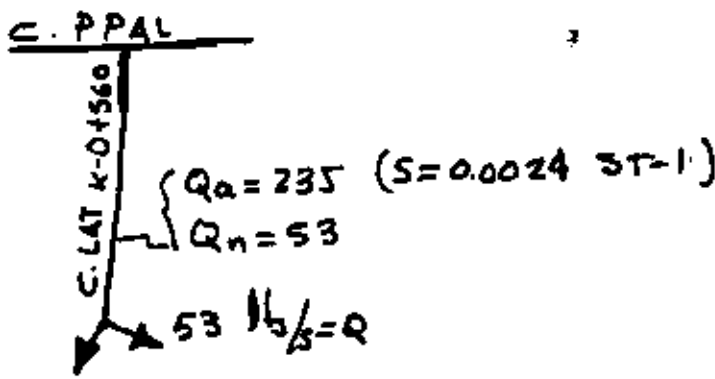




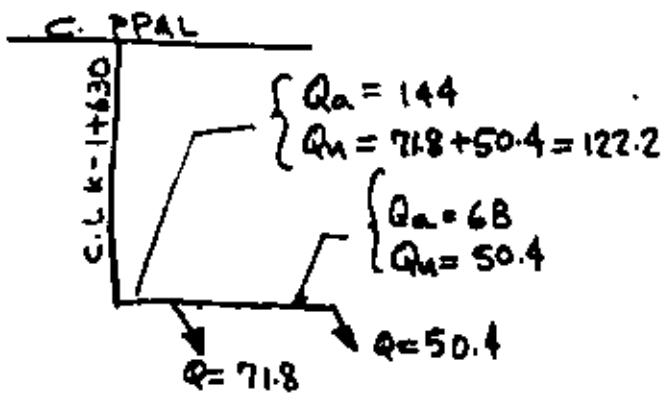
GASTOS del canal lat. Der. k-0+985

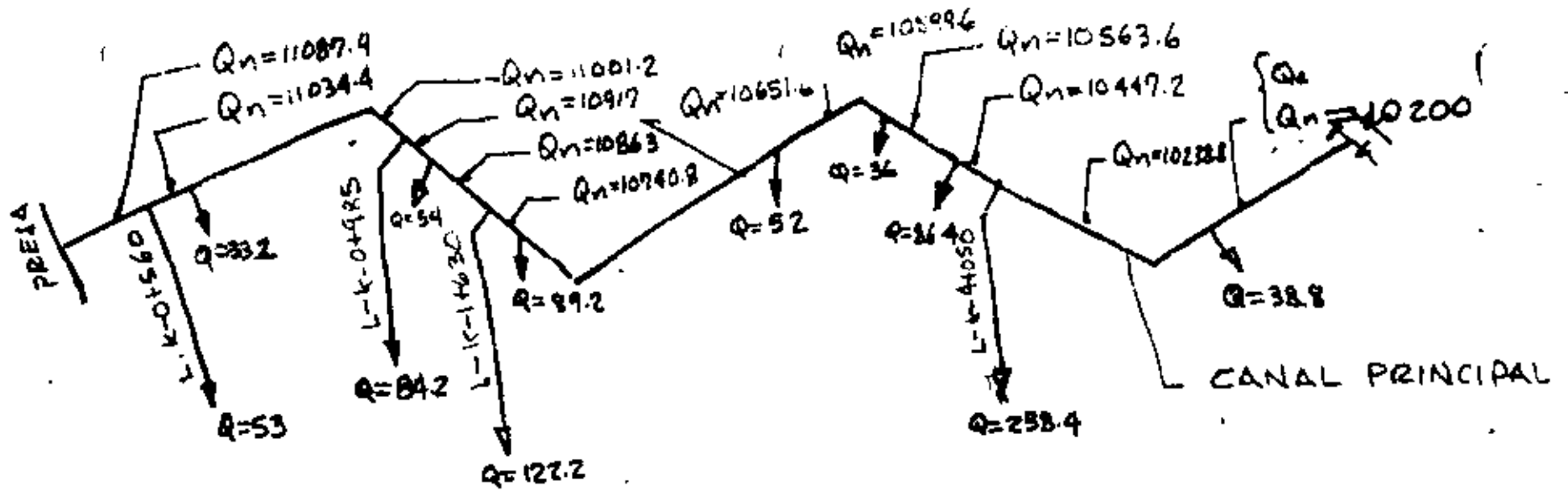


Gastos del canal lat. 0+560



Gastos del canal lat. 1+630





ESTACION	Q_n m ³ /s	Q_a m ³ /s
0+000 AL 4+700	11.087	11.711
4+700 AL —	10.200	10.615

ESTACION TOMA		(lts/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	AREA ha	
		$Q_{TOMA\ NEEESA}$	$Q_{NECESARIO\ acom.}$	$Q_{adaptado}$	Parcial	Acumulada
0+000						
0+560	L.D.	53	11.087	11.711	26.5	5543.7
0+580	TGD	33.2	11.034	"	16.6	5517.2
0+985	LD	84.2	11.001	"	42.1	5500.6
1+020	TGD	54.0	10.917	"	27.0	5488.5
1+630	LD	122.2	10.863	"	61.1	5431.5
1+650	TGD	89.2	10.741	"	44.6	5370.4
2+600	TGD	62.0	10.652	"	26.0	5325.8
3+400	TGD	36.0	10.600	"	18.0	5299.8
4+030	TGD	86.4	10.564	"	43.2	5281.8
4+050	LD	238.4	10.447	"	119.2	5238.6
4+700	TGD	38.8	10.239	"	19.4	5119.4
4+700	EN ADELANTE	10200.0	10.200	10.615 \leq	5100.0	5100

CANAL	$Q_n(m^3/s)$	$Q_a(m^3/s)$	ST	S	b	d
SB-LAT 1+000 { 0+000 PF. 1+000	80	215	1	0.002		
LAT 4+050 { 1+000 H 1+000	36	235	1	0.0024		
" { 1+400 1+000	72	316	2	0.0005		
" { 1+000 0+800	152	548	2	0.0015		
" { 0+800 0+000	238.4	633	2	0.002		
LAT-1+630 { 1+372.5 0+300	544	68.0	1	0.0002		
" { 0+340 0+000	122.2	144	1	0.0009		
LAT-0+985 { 1+000 0+600	41	107	1	0.0005		
" { 0+600 0+000	89.2	235	1	0.0024		
LAT-0+560 { 0+40 0+000	53	235	1	0.0024		

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL PRINCIPAL

ESTACION	$Q_n(m^3/s)$	$Q_a(m^3/s)$	$A m^2$	$V m/s$	$b m$	$d m$	$R m$	n	T	S	ST-	c
DEL 0+000 AL 0+560	11.0874	11.711	9.21	1.271	2.00	1.90	1.04	0.014	1.5:1	0.0003	21	
DEL 0+560 AL 0+985	11.0344	11.711	9.21	1.271	2.00	1.90	1.0400	0.014	1.5:1	0.0003	21	
DEL 0+985 AL 1+020	11.0012											
DEL 1+020 AL 1+630	10.917											
DEL 1+630 AL 1+650	10.865											
DEL 1+650 AL 2+600	10.741											
DEL 2+600 AL 3+400	10.652											
DEL 3+400 AL 4+050	10.600											
DEL 4+050 AL 4+700	10.564											
DEL 4+700 AL 4+050	10.447											
DEL 4+050 AL 4+700	10.239											
DEL 4+700 AL 4+050	10.200	10.615	8.556	1.241	1.85	1.85	1.004	0.014	1.5:1	0.0003		

ST

Selección de un equipo de Bombeo para pozo profundo

$Q = 100 \text{ lts/s} = 1585 \text{ GPM}$; se supone $v = 1.25 \text{ m/s}$
Carga estática $\approx 70 \text{ m} = H_0$

$$Q = VA = v \frac{d^2 \pi}{4} \cdot L \quad d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = 0.22 \text{ m}$$

Se tomara un diametro de columna = $10'' = 25.4 \text{ cm}$

Calculo de la -

- Pérdida de fricción en la columna sin flecha

Para un diametro $\phi = 10''$ y $Q = 1585 \text{ GPM}$ y de acuerdo a la tabla de la pag 32 se tiene:

$$\begin{array}{l} 1500 \text{ --- } 1.07' \therefore \frac{100 \text{ GPM}}{0.14'} = \frac{85 \text{ GPM}}{x} \\ 1600 \text{ --- } 1.21' \\ 100 \quad \quad 0.14 \quad \therefore x = 0.119' \end{array}$$

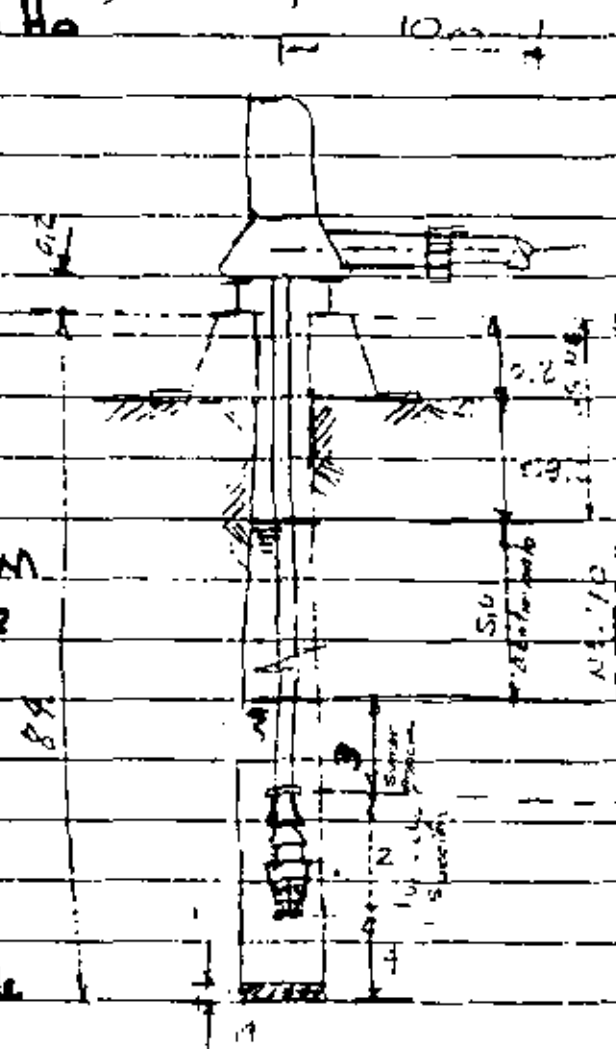
$h_f = \frac{1.07' + 0.119'}{100'} = \frac{1.189'}{100'}$ como factor de seguridad se toma

$h_f = \frac{1.21'}{100'} = 0.0121$; (pérdida por fricción por cada pie o cada metro de tubería de succión y de descarga; (Nota = $\frac{1.21'}{100'} = \frac{1.21 \text{ m}}{100 \text{ m}}$)

CALCULO DE LA POTENCIA; $P = \frac{\gamma Q H_0}{76 \eta} = \frac{1000(0.1 \times 70)}{76 \times 0.74} \approx 125 \text{ HP}$

CALCULO DE LA FLECHA. - Para $P = 125 \text{ HP}$ y 1760 RPM y de acuerdo a la tabla pag 80 se escoge un flecha $\approx 1\frac{7}{16}''$.

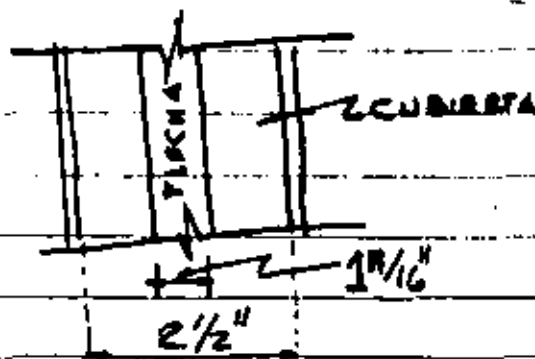
De acuerdo a la tabla pag. 82 el ϕ_f ha mas proximo al antes calculado es de $1\frac{1}{16}''$ para una cubita de $2\frac{1}{2}''$ de ϕ .



Perdida de carga en la columna con flecha Ver pag. 60.

se entra con $\phi_{\text{columna}} = 10''$

y $\phi_{\text{flecha}} = 1\frac{7}{16}''$ y $Q = 1585 \text{ GPM}$



$$\begin{array}{r} \text{para } 1600 \quad - 2.3 \\ 1500 \quad - 2.00 \Rightarrow 1585 \times 2.2' \\ 100 \quad 0.30 \end{array}$$

Se toma $2.3' / 100'$ de columna o $\frac{2.3 \text{ m}}{100 \text{ m}}$

$$\Delta f = 2.3 \times 10^{-2} = 0.023$$

$$h_f = \Delta f \times L = 0.023 \times 79.3$$

$$\begin{aligned} * 79.3 &= \text{Altura de Viguetas} + \text{N.B} + \text{SUMERGENCIA} + \text{abatimiento} \\ &= 0.20 + 70 + 3.00 + 5 = 78.20 \end{aligned}$$

se colocaran piezas de $10' = 3.05 \text{ m}$:

$$\text{N}^\circ \text{ de Tramos} = \frac{78.20}{3.05} = 25.7 \text{ tramos de redondeo a } 26$$

$$L_0 = 26 \times 3.05 = 79.30 \text{ mts} * \text{ OK}$$

longitud Real del tubo de columna = 79.30 m ✓

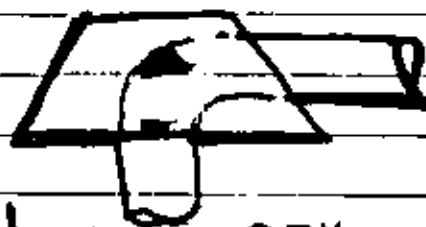
longitud del tubo de succión $\approx 2 \text{ m}$ se toma 2.5 m ✓

" " " " Descarga $\approx 10 \text{ m}$

L. Tubo de descarga $\approx 9.15 + 0.85 = 10m$

Perdida en el cabezal de descarga (Cado) pag 78
para $Q = 100 \text{ lts/s} = 1600 \text{ gpm}$ y $D = 10'$

Se tiene $h = 0.45' = 0.13m$ ok



Perdidas por fricción Hidráulica = P.F.H.

1º long. Parte Columna $L_c = 79.30 \times 0.023 = 1.82m$

2º " " Tubo de succión $L_s = 2.5 \times 0.012 = 0.03m$

3º " " de Descarga $L_d = 10 \times 0.012 = 0.12$

4º Cabezal de descarga $L_h = 0.13$

SUMA $2.10m$

Carga Dinámica H

Sobre elevación en mts 0.0

Altura del eje sobre la base 0.25

Altura de viguetas 0.20

Nivel de Bombeo 70.00

Perdidas por f. H. 2.10

Carga de velocidad (pag. 32 $= 0.658' \approx 0.20m = 0.20$)

$72.75m$

$H = 72.75m = 238'$ (para un tazón No hay capacidad)
se meterán 5 Tazones \rightarrow

$238' = 476' / \text{tazón}$ y con 1585 gpm
en la pag 87 obtenemos $\xi = 79\%$

TABLA PARA % de EFICIENCIA segun el N° de TAZONES

Número de Tazones	% de eficiencia q' se le quita a las curvas.
1	4
2	2
3	1
4	0
5	0
10	0

(10 TAZONES COMO MAXIMO)

para nuestro caso el % de E = 0

Curva A abatimiento por año aprox.	0 - 30 cm
B	0 - 30 "
C	80 →

la perdida $\Delta f = \frac{\Sigma p_{fco}}{100 p_{fco}}$ ya sea en tubo de descarga o de columna siempre debe de ser $< 5\%$
 en caso de ser mayor de 5% se seleccionara otro diametro

4º Potencia del Motor

Gasto en lts/seg = 100 lts/seg

" GPM 1585

Carga Dinamica 72.75 m

Eficiencia en % 80 %

Potencia Hidraulica en HP = $\frac{\gamma Q H}{76 \eta} = \frac{1000 \times 9.81 \times 72.75}{76 \times 0.8} = 119.6$

En pag. 80 se checa para 1760 RPM y HP = 119.6

para esta tabla el ϕ de flecha da $1\frac{1}{16}$ "

luego en pag. 76 la tabla da valores de fricción
Mecánica en las flechas o las pérdidas de HP
Para 1 1/2" que esta entre 1 7/16 y 1 11/16 se tiene que para
aproximadamente 83.80 m de flecha se pierden 3.16 HP
tambien en la pag. 75 hay una grafica para tabular dicho valor
de acuerdo a esta grafica es 1.15 HP/100' de columna

$$H.P. \text{ TOTALES} = 119.6 + 3.16 = 122.76 \text{ (POTENCIA REQUERIDA)}$$

$$79.3 \text{ m} = 260'$$

$$\frac{100'}{1.15} = \frac{260'}{x} \quad x = 3.16 \text{ HP}$$

SE SELECCIONA UNA POTENCIA

DEL MOTOR = 150 HP.

luego en pag. 87 se tiene

Equipo de Bombas

Marca = JACUETI

Modelo = 12 HS

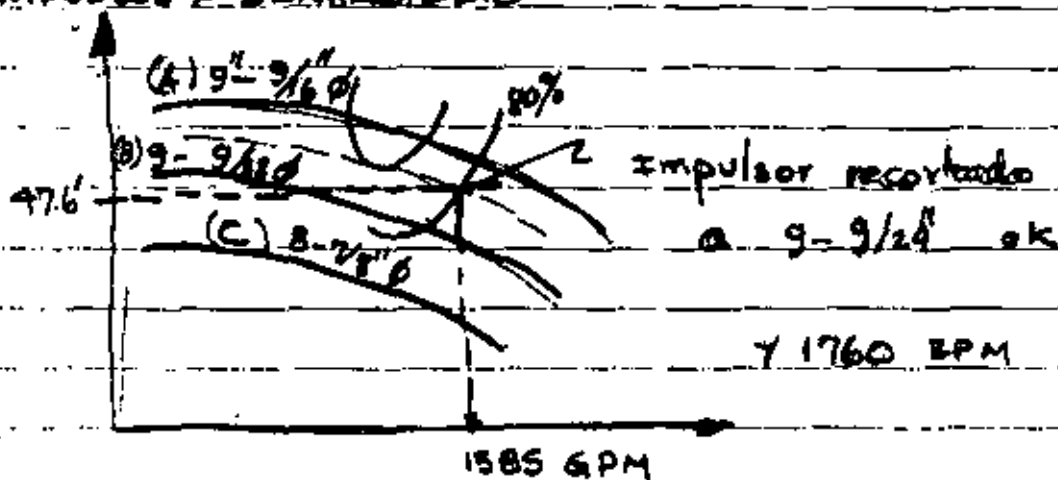
Curva No = 12 H-64

IMPELENTE No = 2953

CURVA DEL IMPULSOR = A RECORTEADO

No DE IMPULSORES = 5

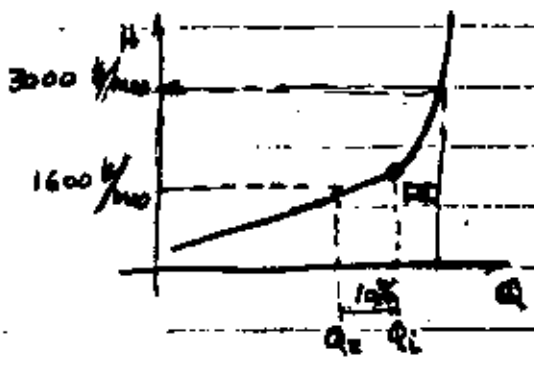
TIPO DE IMPULSOR = SEMIABIEITO





si no recortáramos el impulsor se tendría $53' \times 5 = 265$

y como se necesita 476 en realidad daría 2000 G.P.M. esto quiere decir:

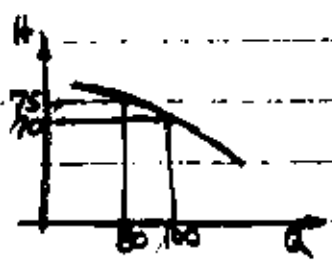


Gasto de explotación = $100 \text{ lb/seg} = 1585$

Gasto de inflexión = $1585 \times 1.1 = 1745$

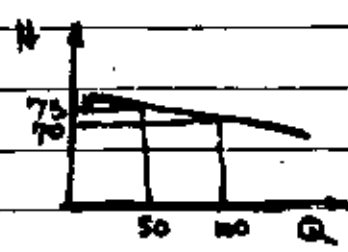
y estaríamos bombeando 2000 y esto incrementa fuertemente la altura q' se traduce en costo y arrastraría mucha arena.

el modelo mas eficiente sería aquel q' para un Q y H dadas tuviéramos una mayor eficiencia % ϵ y un menor H.P. si en nuestro caso existan fuertes a batimientos nos ~~interesa~~ ^{interesa} curvas de QH lo mas inclinada posible ~~presas~~



$\$ = 110,000$

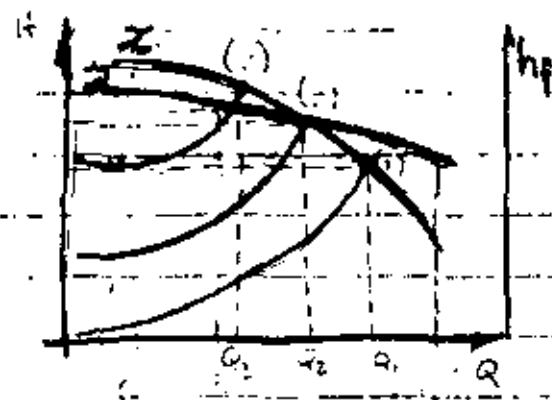
buna Selección



160,000

mala Selección

se tiene aproximadamente 50 con ~~esto~~



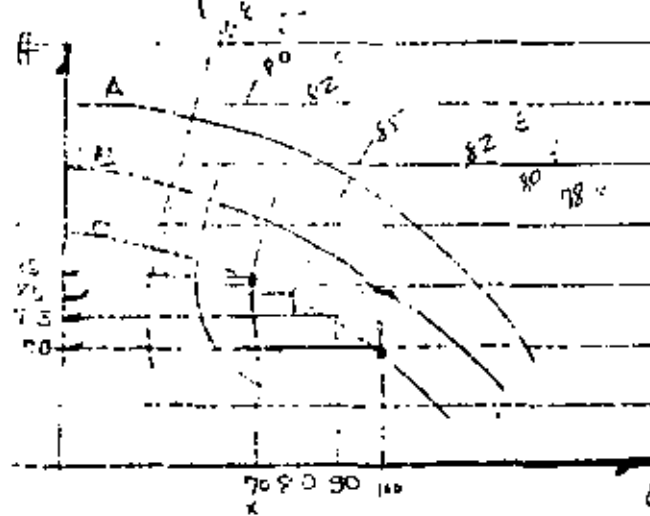
curvas de pérdidas debido al (1, 2, 3) estrangulamiento de la Valvula

- (1) Valvula abierta
- (2) Valvula poco cerrada
- (3) " cerrada

✓ Si escogemos x se tienen gastos casi iguales sin embargo la carga se reduce mucho

x Si escogemos y se tienen Q muy diferentes para cargas casi iguales

En pozos el criterio es $e_{\text{ejm}} = 80\%$ $Q_{\text{mín}} = 80 \text{ lts/s}$



$H = 70 \text{ m}$
 $Q = 100 \text{ lts/s}$

Selección	Q	H	E
✓ 1º tazon'e"	100	70	80
✓ 2º " "	90	75	82
✓ 3º " "	80	80	85
x 4º " "	70	85	82
5º TABOUB'	100	80	82
6º - -	95	85	83
7º - -			

hasta no dar me el Q deseado ∴

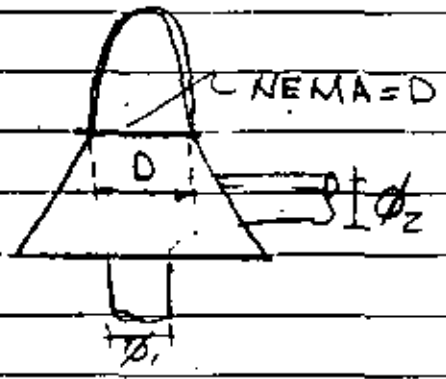
x tazon'e

ó sea la bomba trabajo 3.33 años cada tipo de tazon'es.
total 10 años
si meta otro tipo de tazon' tengo que quitar la flecha

los tramos de columnas se venden por 10 pies (3.05m) o 5 pies (1.525m)

HP.	IEM D. Pulg.	U.S. Ø pulg.
1.1	10	10
1.5	/	/
2	/	/
3	/	/
5	/	/
7.5	/	/
10	16 1/2	/
15	/	12
20	/	12
25	/	16 1/2
30	/	/
40	/	/
50	/	/
60	/	/
75	/	/
100	/	/
125	24 1/2	20
150	/	/
200	/	/
250	/	/
300	/	/
1500	/	/

Para 60 cps. ⇒ 1750 R.P.M.
 y para 50 cps. ⇒ 1450 R.P.M.



Ø₁	Ø₂	D.
8" x 8"	x	16 1/2"
10 x 10	x	16 1/2
10 x 10	x	20 ⇒
10 x 10		24 1/2

25cm Q=200 } 75 HP
 h=25m }
 Q=200 } 150 HP
 h=50 }
 Q=200 } 250 HP
 h=75 }

6.- MOTOR ELECTRICO.-

MARCA U.S.

POTENCIA EN HP. 150

SERIE

VELOCIDAD, R.P.M. 1760

EJE Vertical

FLECHA hueca.

7.- CABEZAL DE DESCARGA

MARCA FAGUZZI

→ MODELO TAMAÑO 10" x 10" x 20" -

SERIE

→ NEMA 20" -

COLUMNA Ø EN CMS. 25.4 (10")

TUBO DE DESCARGA 25.4 (10")

8.- COLUMNA

LUBRICACIÓN ACEITE

LONG. EN. M. 79.30

Ø TUBO EN CM. 25.4

→ Ø CAMISA EN CM. 6.35 (2 1/2")

Ø FLECHA " " 3.81 (1 1/2")

9).- CUERPO BOMBA

GASTO L.P.S 100

CARGA TOTAL M. 72.75

TAZON MODELO 12 Hs

DIAMETRO EXTERIOR CMS. 28.58 " 1/4"

" IMPULSOR 24.28 9 9/16

EFICIENCIA en % 80

10. TUBOS

Long. tubo de succión en m.	3.05
∅ tubo " " cm.	25.4 (10")
Long. tubo de Descarga en m.	10
∅ tubo " " en cm	25.4 (10")

11). COLADOR CÓNICO GALVANIZADO (pag. 84)

LONGS. en cm.	74.93 (29 1/2")
∅ en cm.	25.4 (10")

12). TUBO PARA SONDA.

TUBO DE	P.V.C.
LONGITUD. m	80
∅ en cm.	1.9 (3/4")

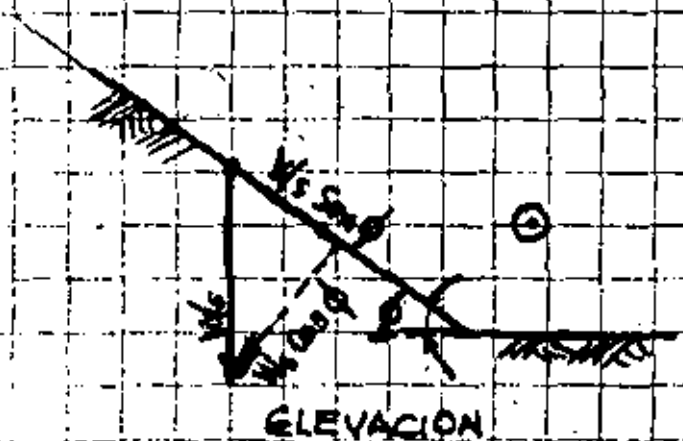
Metodo de Fuerza Tractiva

funciona para materiales granulares no cohesivos

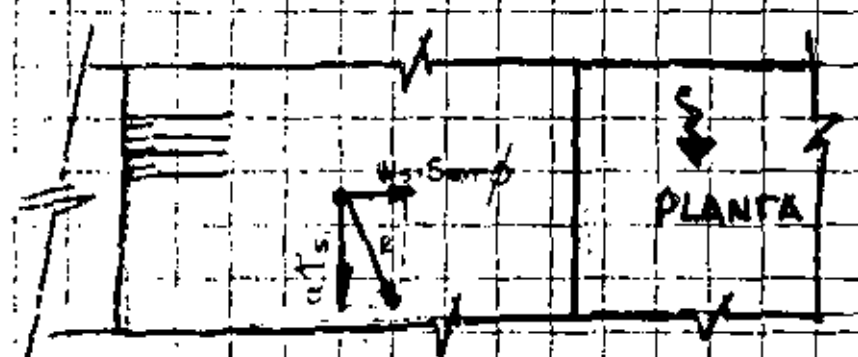
El Método de la fuerza tractiva - (canales en material de Tierra (Flexible))
 obtiene datos hidráulicos de una sección de un canal de tal manera q' su velocidad máxima no erosione o arrastre las partículas del fondo ni la de los taludes (LANE 1953)



partícula en un talud -



θ - ángulo de reposo del material
 ϕ - ángulo del talud del canal respecto a la horizontal



AT_s - fuerza tractiva
 W_s - fuerza gravitacional debida al peso de una partícula sumergida en agua en el talud
 a - área efectiva de la partícula

$$R = \sqrt{AT_s^2 + W_s \text{ Sen } \phi^2}$$

T_c - fuerza tractiva unitaria en el talud

la fuerza q' se opone al mov. de la partícula debido al principio de "fricción en movimiento de partículas en mecánica" es $W_s \text{ Cos } \phi \text{ tg } \theta$

$$W_s \text{ Cos } \phi \text{ tg } \theta = \sqrt{AT_s^2 + W_s^2 \text{ Sen } \phi^2}$$

$$\rightarrow \frac{W_s^2 \text{ Cos } \phi^2 \text{ tg } \theta^2}{W_s^2 \text{ Cos } \phi^2 \text{ tg } \theta^2} = \frac{AT_s^2 + W_s^2 \text{ Sen } \phi^2}{W_s^2 \text{ Cos } \phi^2 \text{ tg } \theta^2} - W_s^2 \text{ Sen } \phi^2 = \dots$$

$$a^2 T_s^2 = W_s^2 \cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta - W_s^2 \operatorname{Sen}^2 \phi$$

$$= W_s^2 (\cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta - \operatorname{Sen}^2 \phi) \quad \operatorname{Sen}^2 \phi = \operatorname{tg}^2 \phi \cos^2 \phi$$

$$\therefore W_s^2 (\cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta - \operatorname{tg}^2 \phi \cos^2 \phi)$$

Sacando como factor comun $\cos^2 \phi$ \therefore

$$a^2 T_s^2 = W_s^2 \cos^2 \phi (\operatorname{tg}^2 \theta - \operatorname{tg}^2 \phi)$$

Dividiendo todo entre $\operatorname{tg}^2 \theta$

$$\frac{a^2 T_s^2}{\operatorname{tg}^2 \theta} = W_s^2 \cos^2 \phi \left(\frac{\operatorname{tg}^2 \theta}{\operatorname{tg}^2 \theta} - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} \right) = W_s^2 \cos^2 \phi \left(1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} \right)$$

$$\therefore T_s^2 = \frac{W_s^2 \cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta \left(1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} \right)}{a^2}$$

$$T_s = \frac{W_s}{a} \cos \phi \operatorname{tg} \theta \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta}}$$

→ FUERZA TRACTIVA EN EL TALUD

En la plantilla será la misma ecuación sólo que

$$T_s = T_L \quad \text{y} \quad \phi = 0 \quad \therefore \quad \cos \phi = 1; \quad (\operatorname{tg} \phi)^2 = 0$$

$$T_L = \frac{W_s}{a} \operatorname{tg} \theta \sqrt{1 - 0} = \quad \therefore \quad \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} = \frac{0}{\operatorname{tg}^2 \theta} = 0$$

$$T_L = \frac{W_s}{a} \operatorname{tg} \theta \quad \Rightarrow \quad \text{FUERZA TRACTIVA EN RELACION A LA PLANTILLA}$$

LA RELACION DE FUERZA TRACTIVA EN TALUD PLANTILLASERA

$$K = \frac{T_s}{T_L} = \frac{\frac{W_s}{a} \cos \phi \cdot \frac{1}{\sin \theta} \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \phi}{\tan^2 \theta}}}{\frac{W_s}{a} \frac{1}{\sin \theta}} = \cos \phi \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \phi}{\tan^2 \theta}}$$

$$\therefore K = \cos \phi \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \phi}{\tan^2 \theta}} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}}$$

$$K = \frac{T_s}{T_L} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}}$$

Ejemp de.

40

Fuerza tractiva permisible. (libro de Ven Te Chow. pag. 175). 4 r

Ejemplo.- Diseñar un canal trapecial sobre una pendiente de 0.0016 y occorra una descarga de 400 pies³/seg ($Q = 11.35 \text{ m}^3/\text{seg}$). El canal está excavado en tierra contiene material no cohesivo, gravas toscas y piedrecillos, del cual 25% tiene un diámetro mayor de 1.25 pulg (0.032 m). $n = 0.025$

SOLUCIÓN.- Para canales trapeciales, la máxima fuerza tractiva unitaria en el talud es usualmente menor que el de la plantilla (Fig 7-7) por tanto, el lado fuerte es el valor que interviene en el análisis. El diseño del canal incluye por tanto:

a). - proporcionando las dimensiones de la sección para la máxima fuerza tractiva unitaria en los taludes y b). - examinando las dimensiones proporcionales para la máxima fuerza tractiva unitaria en la plantilla.

a) - Proporcionando las dimensiones de la sección. Dando el talud 2:1 (Ver tabla 7-1) sea $t=2$ y una relación base tirante $b = 5$, la máxima fuerza tractiva unitaria en el talud (Fig 7-7, pag 169) es 0.775 wys .

$$0.775 wys = 0.775 \times 62.4 \times 0.0016 y = 0.0774 y \text{ lb/pie}^2$$

para convertirlo en kg/m^2 se multiplica por 4.882

$$0.0774 y \times 4.882 = 0.378 \text{ kg/m}^2$$

Considerando un material muy redondeado 1.25 pulg (0.032 m) de diámetro, el ángulo de reposo (Fig 7-9, pag 172) es $\theta = 33.5^\circ$ con $t = 2$, sea $\phi = 22.5^\circ$; la fuerza tractiva del radio con la ac (7-11 pag 171)

$$\tan \phi = \frac{1}{2} \quad k = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 22.5^\circ}{\sin^2 33.5^\circ}} = \sqrt{1 - \frac{0.1991}{0.3046}} = 0.589$$

$$\phi = \arctan \left(\frac{1}{2} \right)$$

Para un tamaño de 1.25 pulg. (0.032 m), la fuerza tractiva permisible en la plantilla es $T_L = 0.4 \times 1.25 = 0.5 \text{ lb/pie}^2$

$$T_L = 0.5 \times 4.882 = 2.441 \text{ kg/m}^2$$

La fuerza tractiva permisible en los taludes es:

$$T_s = k T_L = 0.589 \times 0.5 = 0.295 \text{ lb/pie}^2$$

$$T_s = 0.295 \times 4.882 = 1.44 \text{ kg/m}^2$$

Una condición para impedir movimiento de las partículas en los taludes

$$\text{es } 0.0774 y = 0.295, \text{ donde } y = \frac{0.295}{0.0774} = 3.81 \text{ pies}$$

$$y = 3.81 \times 0.305 = 1.16 \text{ m.}$$

Por tanto, el ancho de plantilla es $b = 381 \times 5 = 19.05$ pies

$$b = 19.05 \times 0.305 = 5.81 \text{ m}$$

Para esta sección trapezoidal

$$A = (b + ty) y = (19.05 + 2 \times 381) 3.81 = 101.61 \text{ pies}^2$$

$$A = 101.61 \times 0.305^2 = 9.45 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y \sqrt{1+t^2} = 19.05 + 2 \times 3.81 \sqrt{1+2^2} = 36.09 \text{ pies}$$

$$P = 36.09 \times 0.305 = 11.01 \text{ m}$$

$$R = \frac{101.61}{36.09} = 2.82 \text{ pies} \quad R = 0.86 \text{ m}$$

Con $n = 0.025$ y $s = 0.0016$, la descarga para la fórmula de Manning es $Q = AV = \frac{A^{1.49}}{n} R^{\frac{49}{10}} S^{\frac{1}{2}}$

$$Q = \frac{101.61}{0.025} \frac{2.82 \times 0.0016^{\frac{1}{2}} \times 1.49}{10} = 483 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

$$Q = 483 \times 0.02837 = 13.70 \text{ m}^3/\text{seg}$$

resulta mayor que el dado

Disponiendo de cálculos adelantados, mostrando que para $t = 2$ y $\frac{b}{y} = 4.1$, las dimensiones de la sección son:

$y = 3.02 \text{ pies} = 1.17 \text{ m}$ y $b = 15.66 \text{ pies} = 4.78 \text{ m}$ y la
descarga es $414 \text{ pies}^3/\text{seg} = 414 \times 0.02837 = 11.75 \text{ m}^3/\text{seg}$, lo cual Q_r
se cierra el diseño de descarga

Las alternativas de las dimensiones de la sección puede
ser obtenida por tanto, con otros valores de t de t_{total}

b) Examinando las dimensiones de la sección con $t = 2$ y $\frac{b}{y} = 4.1$
la máxima fuerza tractiva unitaria en el fondo del canal
(Fig 7-7, pág 169) es $0.97 \text{ WYS} = 0.97 \times 624 \times 0.882 \times 0.0016 = 0.370 \text{ lb/pie}^2$
 $0.370 \times 4.882 = 1.81 \text{ Kg/m}^2$

menor que $0.6 \text{ lb/pie}^2 = 2.44 \text{ Kg/m}^2$

lo cual es la fuerza tractiva permisible en la plantilla.

Ejemplo - Calcular el ancho de plantilla y el tirante del agua de un canal trapecial sobre una pendiente 0.0016 y acarrea una carga de diseño de 400 pies³/seg. El canal está excavado en tierra, contiene material no coloidal, gravas toscas y piedrecillas.

Solución: Para las condiciones dadas, cantidades estimadas son: $n = 0.025$, $t = 2$ y la máxima velocidad permisible = 4.5 pie/seg

Usando la fórmula de Manning resolver para R .

$$v = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$4.5 = \frac{1.49}{0.025} R^{2/3} 0.0016^{1/2}$$

$$R^{2/3} = \frac{4.5 \times 0.025}{1.49 \times 0.0016^{1/2}} = 1.89$$

$$R = 2.60 \text{ pies} = 0.793 \text{ m}$$

Donde $A = \frac{400}{4.5} = 88.89 \text{ pies}^2 = 8.27 \text{ m}^2$

$$P = \frac{A}{R} = \frac{88.89}{2.60} = 34.20 \text{ pies} = 10.43 \text{ m}$$

Ahora: $A = (b + 2y)y = 88.89 \text{ pies}^2$

$$P = b + 2y\sqrt{5} = 34.20 \text{ pies}$$

Resolviendo estas dos ecuaciones simultáneamente se obtiene $b = 18.7 \text{ pies} = 5.70 \text{ m}$ y $y = 3.46 \text{ pies} = 1.06 \text{ m}$

$$p = b + 2y\sqrt{1+t^2} = b + 2\sqrt{5}y = 34.20 \text{ pies}$$

Resolviendo estas ecuac. Simultaneas)

$$-1 \quad by + 2y^2 = 88.89$$

$$y \cdot \quad b + 4.47y = 34.20$$

$$-by - 2y^2 = -88.89$$

$$by + 4.47y^2 = 34.20y$$

$$+ 2.47y^2 = 34.20y - 88.89$$

$$2.47y^2 - 34.20y + 88.89 = 0$$

$$y = \frac{34.20 \pm \sqrt{34.2^2 - 4(2.47 \times 88.89)}}{2 \times 2.47} = 3.47 \text{ pies} = 1.06 \text{ m}$$

$$b + 4.47(3.47) = 34.20$$

$$b = 18.69 \text{ pies} = 5.70 \text{ m}$$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	1		2		3		4		5	
b	0.40		0.40		0.50		0.50		0.60	
d	0.35		0.40		0.45		0.50		0.55	
A	0.324		0.40		0.529		0.625		0.784	
P	1.662		1.042		2.123		2.303		2.583	
r	0.195		0.2172		0.2492		0.274		0.3035	
n	0.018		0.010		0.018		0.018		0.018	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.187	0.061	0.201	0.080	0.220	0.116	0.233	0.146	0.251	0.197
0.00015	0.229	0.074	0.246	0.098	0.269	0.142	0.285	0.178	0.307	0.241
0.00020	0.264	0.086	0.284	0.114	0.311	0.165	0.329	0.206	0.355	0.278
0.00025	0.295	0.096	0.317	0.127	0.348	0.184	0.360	0.230	0.397	0.311
0.00030	0.324	0.105	0.348	0.139	0.381	0.202	0.403	0.252	0.435	0.341
0.00035	0.350	0.113	0.376	0.150	0.412	0.213	0.436	0.273	0.469	0.368
0.00040	0.374	0.121	0.401	0.160	0.440	0.233	0.466	0.291	0.502	0.394
0.00045	0.396	0.128	0.426	0.170	0.467	0.247	0.494	0.309	0.532	0.417
0.00050	0.418	0.135	0.449	0.180	0.492	0.260	0.521	0.326	0.561	0.440
0.00055	0.438	0.142	0.471	0.188	0.516	0.273	0.546	0.341	0.588	0.461
0.00060	0.458	0.148	0.492	0.197	0.539	0.285	0.571	0.357	0.615	0.482
0.00065	0.476	0.154	0.512	0.205	0.561	0.297	0.594	0.371	0.640	0.502
0.00070	0.494	0.160	0.531	0.212	0.582	0.308	0.616	0.385	0.664	0.521
0.00075	0.512	0.166	0.550	0.220	0.603	0.319	0.638	0.399	0.687	0.539
0.00080	0.529	0.171	0.568	0.227	0.622	0.329	0.659	0.412	0.710	0.557
0.00085	0.545	0.177	0.585	0.224	0.642	0.340	0.679	0.424	0.732	0.574
0.00090	0.560	0.181	0.602	0.241	0.660	0.349	0.699	0.437	0.753	0.590
0.00095	0.576	0.187	0.619	0.248	0.678	0.359	0.718	0.449	0.773	0.606
0.00100	0.591	0.191	0.635	0.254	0.696	0.368	0.734	0.459	0.794	0.622
0.00110	0.620	0.201	0.666	0.266	0.730	0.386	0.772	0.482	0.832	0.632
0.00120	0.647	0.210	0.696	0.278	0.762	0.403	0.807	0.504	0.869	0.681
0.00130	0.674	0.218	0.724	0.290	0.793	0.419	0.840	0.525	0.905	0.709
0.00140	0.699	0.226	0.751	0.300	0.823	0.435	0.871	0.544	0.939	0.736
0.00150	0.724	0.236	0.777	0.311	0.852	0.451	0.902	0.564	0.972	0.762
0.00160	0.747	0.242	0.803	0.321	0.880	0.466	0.932	0.582	1.004	0.787
0.00170	0.770	0.249	0.828	0.331	0.907	0.480	0.960	0.600	1.034	0.811
0.00180	0.793	0.257	0.852	0.341	0.933	0.494	0.988	0.618	1.065	0.835
0.00190	0.814	0.263	0.875	0.350	0.959	0.507	1.015	0.634	1.094	0.856
0.00200	0.836	0.271	0.898	0.359	0.984	0.521	1.041	0.651	1.122	0.880
0.00220	0.876	0.284	0.942	0.377	1.032	0.546	1.092	0.683	1.177	0.923
0.00240	0.915	0.296	0.983	0.393	1.078	0.570	1.141	0.713	1.229	0.964
0.00260	0.953	0.309	1.023	0.409	1.122	0.593	1.188	0.743	1.279	1.003
0.00280	0.989	0.320	1.062	0.425	1.164	0.616	1.232	0.770	1.320	1.041
0.00300	1.023	0.331	1.099	0.440	1.205	0.637	1.276	0.798	1.374	1.077
0.00320	1.057	0.342	1.135	0.454	1.244	0.652	1.317	0.823	1.419	1.112
0.00340	1.089	0.353	1.170	0.468	1.283	0.679	1.358	0.849	1.463	1.147

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	11		12		13		14		15	
b	0.90		0.90		0.90		0.90		1.05	
d	0.75		0.80		0.85		0.90		0.90	
A	1.519		1.680		1.849		2.025		2.160	
F	3.604		3.784		3.965		4.145		4.295	
r	0.425		0.444		0.4663		0.4885		0.5029	
n	0.018		0.018		0.017		0.017		0.017	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.312	0.474	0.323	0.543	0.354	0.695	0.365	0.739	0.372	0.804
0.00015	0.383	0.582	0.396	0.665	0.433	0.801	0.447	0.905	0.456	0.985
0.00020	0.442	0.671	0.457	0.768	0.500	0.925	0.516	1.045	0.526	1.136
0.00025	0.494	0.750	0.511	0.858	0.559	1.034	0.577	1.168	0.588	1.270
0.00030	0.541	0.822	0.560	0.941	0.613	1.133	0.632	1.280	0.644	1.391
0.00035	0.584	0.887	0.605	1.016	0.662	1.224	0.683	1.383	0.696	1.503
0.00040	0.625	0.949	0.647	1.087	0.707	1.307	0.730	1.478	0.744	1.607
0.00045	0.663	1.007	0.686	1.152	0.751	1.389	0.774	1.567	0.789	1.704
0.00050	0.698	1.060	0.723	1.215	0.791	1.463	0.816	1.652	0.832	1.797
0.00055	0.732	1.112	0.758	1.273	0.829	1.533	0.856	1.733	0.872	1.887
0.00060	0.765	1.152	0.792	1.331	0.867	1.603	0.894	1.810	0.911	1.966
0.00065	0.796	1.209	0.824	1.384	0.902	1.665	0.930	1.883	0.949	2.050
0.00070	0.826	1.255	0.856	1.438	0.936	1.731	0.965	1.954	0.984	2.125
0.00075	0.855	1.299	0.886	1.488	0.969	1.792	0.999	2.023	1.019	2.201
0.00080	0.884	1.343	0.915	1.537	1.001	1.851	1.032	2.090	1.052	2.272
0.00085	0.911	1.384	0.943	1.584	1.031	1.906	1.064	2.155	1.085	2.344
0.00090	0.937	1.423	0.970	1.630	1.061	1.962	1.095	2.217	1.116	2.411
0.00095	0.963	1.463	0.997	1.675	1.090	2.015	1.125	2.278	1.147	2.478
0.00100	0.988	1.501	1.023	1.719	1.119	2.069	1.154	2.337	1.177	2.542
0.00110	1.036	1.574	1.072	1.801	1.173	2.169	1.210	2.450	1.234	2.665
0.00120	1.082	1.644	1.120	1.882	1.226	2.267	1.264	2.560	1.289	2.784
0.00130	1.126	1.710	1.166	1.959	1.275	2.357	1.316	2.665	1.341	2.897
0.00140	1.169	1.776	1.210	2.033	1.324	2.448	1.365	2.764	1.392	3.007
0.00150	1.210	1.838	1.252	2.103	1.370	2.533	1.413	2.861	1.441	3.113
0.00160	1.249	1.897	1.293	2.172	1.415	2.616	1.460	2.956	1.488	3.214
0.00170	1.288	1.956	1.333	2.239	1.458	2.696	1.504	3.046	1.534	3.313
0.00180	1.325	2.013	1.372	2.305	1.501	2.775	1.549	3.135	1.578	3.408
0.00190	1.361	2.067	1.409	2.367	1.542	2.851	1.591	3.222	1.622	3.504
0.00200	1.397	2.122	1.446	2.429	1.582	2.925	1.632	3.305	1.664	3.594
0.00220	1.465	2.225	1.517	2.549	1.659	3.067	1.712	3.467	1.745	3.769
0.00240	1.530	2.324	1.584	2.661	1.773	3.204	1.788	3.621	1.822	3.936
0.00260	1.593	2.420	1.649	2.770	1.804	3.336	1.861	3.769	1.897	4.09
0.00280	1.653	2.511								
0.00300										
0.00320										
0.00340										

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	16		17		18		19		20	
b	1.05		1.05		1.05		1.20		1.20	
d	0.95		1.00		1.05		1.05		1.10	
A	2.352		2.55		2.757		2.914		3.135	
P	4.475		4.656		4.836		4.986		5.166	
r	0.5256		0.5477		0.5701		0.5844		0.6069	
h	0.017		0.017		0.017		0.017		0.017	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.383	0.901	0.394	1.005	0.404	1.114	0.411	1.198	0.422	1.323
0.00015	0.469	1.103	0.482	1.229	0.495	1.365	0.504	1.469	0.517	1.621
0.00020	0.542	1.275	0.557	1.420	0.572	1.577	0.581	1.693	0.596	1.868
0.00025	0.606	1.425	0.623	1.589	0.639	1.762	0.650	1.894	0.667	2.091
0.00030	0.664	1.562	0.678	1.729	0.700	1.930	0.712	2.075	0.730	2.289
0.00035	0.717	1.686	0.737	1.879	0.757	2.207	0.769	2.241	0.789	2.474
0.00040	0.766	1.802	0.788	2.009	0.809	2.230	0.822	2.395	0.843	2.643
0.00045	0.813	0.912	0.836	2.132	0.858	2.366	0.873	2.544	0.895	2.806
0.00050	0.857	2.016	0.880	2.244	0.904	2.492	0.919	2.678	0.943	2.956
0.00055	0.898	2.112	0.923	2.354	0.948	2.614	0.964	2.809	0.989	3.101
0.00060	0.939	2.209	0.965	2.461	0.991	2.732	1.007	2.934	1.033	3.238
0.00065	0.977	2.298	1.004	2.560	1.031	2.842	1.043	3.054	1.075	3.370
0.00070	1.014	2.385	1.042	2.657	1.070	2.950	1.088	3.170	1.116	3.499
0.00075	1.049	2.467	1.079	2.751	1.108	3.055	1.126	3.281	1.155	3.621
0.00080	1.084	2.550	1.114	2.841	1.144	3.154	1.163	3.389	1.193	3.740
0.00085	1.117	2.627	1.148	2.927	1.179	3.251	1.199	3.494	1.229	3.853
0.00090	1.149	2.702	1.181	3.012	1.213	3.344	1.234	3.596	1.265	3.966
0.00095	1.181	2.778	1.214	3.096	1.247	3.438	1.268	3.695	1.300	4.076
0.00100	1.212	2.851	1.246	3.177	1.280	3.529	1.301	3.791	1.334	4.182
0.00110	1.271	2.989	1.306	3.330	1.341	3.697	1.364	3.975	1.399	4.386
0.00120	1.328	3.123	1.364	3.478	1.401	3.863	1.425	4.152	1.461	4.580
0.00130	1.382	3.250	1.420	3.621	1.458	4.020	1.483	4.321	1.520	4.765
0.00140	1.434	3.373	1.473	3.756	1.513	4.171	1.539	4.485	1.578	4.947
0.00150	1.484	3.490	1.525	3.889	1.566	4.317	1.592	4.639	1.633	5.119
0.00160	1.532	3.603	1.575	4.016	1.618	4.461	1.645	4.794	1.687	5.289
0.00170	1.579	3.714	1.623	4.139	1.667	4.590	1.695	4.939	1.738	5.449
0.00180	1.626	3.824	1.671	4.261	1.716	4.731	1.745	5.085	1.789	5.609
0.00190	1.670	3.928	1.716	4.376	1.763	4.861	1.793	5.225	1.838	5.762
0.00200	1.713	4.029	1.761	4.491	1.809	4.987	1.839	5.359	1.886	5.913
0.00220	1.797	4.226	1.847	4.710	1.897	5.230	1.929	5.621	1.978	6.201
0.00240	1.877	4.415	1.929	4.919	1.981	5.462	2.014	5.869	2.066	6.477
0.00260	1.954	4.596								

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	21		22		23		24		25	
b	1.20		1.20		1.35		1.35		1.35	
d	1.15		1.20		1.20		1.25		1.30	
A	3.364		3.600		3.780		4.032		4.290	
P	5.346		5.527		5.677		5.857		6.037	
r	0.6293		0.6513		0.6658		0.6884		0.7106	
n	0.017		0.017		0.017		0.017		0.017	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.432	1.453	0.442	1.591	0.449	1.697	0.459	1.851	0.468	2.008
0.00015	0.529	1.779	0.541	1.948	0.549	2.075	0.562	2.266	0.574	2.462
0.00020	0.611	2.055	0.625	2.250	0.634	2.397	0.649	2.617	0.662	2.840
0.00025	0.683	2.298	0.699	2.516	0.709	2.630	0.725	2.923	0.741	3.179
0.00030	0.748	2.516	0.766	2.758	0.777	2.937	0.794	3.201	0.811	3.479
0.00035	0.808	2.718	0.827	2.977	0.839	3.171	0.858	3.459	0.876	3.758
0.00040	0.864	2.906	0.884	3.182	0.897	3.391	0.917	3.697	0.937	4.020
0.00045	0.917	3.085	0.938	3.377	0.952	3.599	0.973	4.023	0.994	4.264
0.00050	0.966	3.250	0.988	3.557	1.003	3.791	1.025	4.133	1.047	4.492
0.00055	1.013	3.408	1.036	3.730	1.052	3.977	1.075	4.334	1.098	4.710
0.00060	1.058	3.559	1.083	3.899	1.099	4.154	1.124	4.532	1.148	4.925
0.00065	1.102	3.707	1.127	4.057	1.144	4.324	1.169	4.713	1.194	5.122
0.00070	1.143	3.845	1.169	4.208	1.187	4.487	1.213	4.891	1.239	5.315
0.00075	1.183	3.980	1.211	4.360	1.229	4.646	1.256	5.064	1.283	5.504
0.00080	1.222	4.111	1.250	4.500	1.269	4.797	1.297	5.229	1.325	5.684
0.00085	1.260	4.239	1.289	4.640	1.308	4.944	1.337	5.391	1.366	5.860
0.00090	1.296	4.360	1.326	4.774	1.346	5.088	1.376	5.548	1.405	6.027
0.00095	1.332	4.481	1.363	4.907	1.383	5.228	1.414	5.701	1.444	6.195
0.00100	1.367	4.599	1.398	5.033	1.419	5.364	1.451	5.850	1.482	6.358
0.00110	1.433	4.821	1.466	5.278	1.488	5.625	1.521	6.133	1.554	6.667
0.00120	1.497	5.036	1.532	5.515	1.554	5.874	1.589	6.407	1.623	6.963
0.00130	1.558	5.241	1.594	5.738	1.617	6.112	1.654	6.669	1.689	7.246
0.00140	1.617	5.440	1.654	5.954	1.678	6.343	1.716	6.919	1.753	7.520
0.00150	1.673	5.628	1.712	6.163	1.737	6.566	1.776	7.161	1.814	7.782
0.00160	1.728	5.813	1.768	6.369	1.794	6.781	1.834	7.395	1.874	8.039
0.00170	1.781	5.991	1.822	6.559	1.849	6.989	1.891	7.625	1.931	8.284
0.00180	1.833	6.166	1.875	6.750	1.903	7.193	1.946	7.846	1.987	8.524
0.00190	1.883	6.334	1.927	6.937	1.955	7.390	1.999	8.060	2.042	8.760
0.00200	1.932	6.499	1.977	7.117	2.006	7.583	2.051	8.270	2.095	8.988
0.00220	2.027	6.819	2.073	7.463	2.104	7.953	2.151	8.673	2.197	9.425
0.00240	2.116	7.116	2.165	7.794	2.197	8.305	2.247	9.060		

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	26		27		28		29		30	
b	1.35		1.50		1.50		1.50		1.50	
d	1.35		1.35		1.40		1.45		1.50	
A	4.557		4.764		5.040		5.329		5.625	
p	6.218		6.368		6.548		6.728		6.908	
r	0.7329		0.7401		0.7697		0.7921		0.8143	
R	0.017		0.016		0.016		0.016		0.016	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.478	2.178	0.515	2.453	0.525	2.646	0.535	2.851	0.545	3.066
0.00015	0.585	2.670	0.631	3.006	0.643	3.241	0.655	3.490	0.668	3.758
0.00020	0.676	3.081	0.728	3.468	0.742	3.740	0.757	4.034	0.771	4.327
0.00025	0.756	3.445	0.814	3.978	0.830	4.183	0.846	4.508	0.862	4.849
0.00030	0.828	3.773	0.892	4.249	0.909	4.581	0.927	4.940	0.944	5.310
0.00035	0.895	4.079	0.964	4.592	0.982	4.949	1.001	5.334	1.020	5.733
0.00040	0.956	4.356	1.030	4.907	1.050	5.292	1.070	5.702	1.090	6.131
0.00045	1.015	4.625	1.093	5.207	1.114	5.615	1.135	6.048	1.156	6.503
0.00050	1.069	4.871	1.152	5.488	1.174	5.917	1.196	6.373	1.219	6.857
0.00055	1.121	5.102	1.208	5.755	1.231	6.204	1.255	6.688	1.278	7.189
0.00060	1.172	5.341	1.262	6.012	1.286	6.481	1.311	6.986	1.335	7.509
0.00065	1.219	5.555	1.313	6.255	1.339	6.749	1.364	7.269	1.390	7.819
0.00070	1.265	5.765	1.363	6.493	1.389	7.001	1.416	7.546	1.442	8.111
0.00075	1.310	5.970	1.411	6.722	1.438	7.248	1.466	7.812	1.493	8.398
0.00080	1.353	6.166	1.457	6.941	1.485	7.484	1.514	8.068	1.542	8.674
0.00085	1.394	6.352	1.502	7.156	1.531	7.716	1.560	8.313	1.589	8.938
0.00090	1.435	6.539	1.545	7.360	1.575	7.938	1.605	8.553	1.635	9.197
0.00095	1.474	6.717	1.588	7.565	1.618	8.155	1.650	8.793	1.680	9.450
0.00100	1.513	6.895	1.630	7.765	1.661	8.371	1.693	9.022	1.724	9.693
0.00110	1.586	7.227	1.708	8.137	1.741	8.775	1.775	9.459	1.808	10.170
0.00120	1.657	7.551	1.785	8.504	1.819	9.168	1.854	9.880	1.888	10.620
0.00130	1.724	7.856	1.857	8.847	1.893	9.541	1.929	10.280	1.965	11.053
0.00140	1.789	8.152	1.927	9.100	1.964	9.899	2.002	10.669	2.039	11.469
0.00150	1.852	8.440	1.995	9.504	2.033	10.246	2.072	11.042	2.110	11.869
0.00160	1.913	8.710	2.060	9.814	2.100	10.584	2.140	11.404	2.180	12.263
0.00170	1.972	8.986	2.124	10.119	2.164	10.907	2.206	11.756	2.247	12.632
0.00180	2.029	9.246	2.185	10.409	2.227	11.224	2.270	12.097	2.312	13.005
0.00190	2.084	9.497	2.245	10.695	2.289	11.532	2.332	12.427	2.376	13.365
0.00200	2.138	9.743			2.348	11.834	2.393	12.752	2.437	13.708
0.00220	2.243	10.221								
0.00240										
0.00260										
0.00280										
0.00300										
0.00320										
0.00340										

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	31		32		33		34		35	
b	1.70		1.70		1.70		1.85		1.85	
d	1.50		1.60		1.70		1.70		1.85	
A	5.925		6.560		7.225		7.480		8.557	
P	7.108		7.169		7.829		7.979		8.520	
r	0.8336		0.8783		0.9229		0.9375		1.004	
n	0.016		0.016		0.016		0.016		0.016	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.554	3.282	0.573	3.759	0.592	4.277	0.599	4.481	0.627	5.365
0.00015	0.678	4.017	0.702	4.605	0.726	5.245	0.733	5.483	0.768	6.572
0.00020	0.783	4.639	0.811	5.320	0.838	6.055	0.847	6.336	0.887	7.590
0.00025	0.875	5.184	0.906	5.943	0.937	6.770	0.947	7.084	0.991	8.480
0.00030	0.959	5.682	0.993	6.514	1.026	7.413	1.037	7.757	1.086	9.293
0.00035	1.036	6.138	1.072	7.032	1.108	8.005	1.120	8.378	1.173	10.037
0.00040	1.107	6.559	1.146	7.518	1.185	8.562	1.197	8.954	1.254	10.730
0.00045	1.175	6.962	1.216	7.977	1.257	9.082	1.270	9.500	1.330	11.381
0.00050	1.238	7.335	1.282	8.410	1.325	9.573	1.339	10.016	1.402	11.997
0.00055	1.298	7.691	1.344	8.817	1.389	10.036	1.404	10.502	1.470	12.57
0.00060	1.356	8.034	1.404	9.210	1.451	10.483	1.467	10.973	1.536	13.1
0.00065	1.412	8.366	1.462	9.591	1.511	10.917	1.527	11.422	1.599	13.683
0.00070	1.465	8.680	1.517	9.952	1.568	11.329	1.584	11.848	1.659	14.196
0.00075	1.516	8.982	1.570	10.299	1.623	11.726	1.640	12.267	1.717	14.692
0.00080	1.566	9.279	1.622	10.640	1.676	12.109	1.694	12.671	1.773	15.172
0.00085	1.614	9.563	1.671	10.962	1.728	12.485	1.746	13.060	1.828	15.642
0.00090	1.661	9.841	1.720	11.283	1.777	12.839	1.796	13.434	1.881	16.096
0.00095	1.707	10.114	1.767	11.592	1.826	13.193	1.846	13.808	1.933	16.541
0.00100	1.751	10.375	1.814	11.900	1.874	13.540	1.894	14.167	1.983	16.968
0.00110	1.836	10.878	1.901	12.471	1.965	14.197	1.986	14.855	2.079	17.790
0.00120	1.918	11.364	1.986	13.028	2.053	14.833	2.074	15.514	2.172	18.586
0.00130	1.996	11.826	2.067	13.559	2.136	15.433	2.159	16.149	2.261	19.347
0.00140	2.071	12.271	2.145	14.071	2.217	16.018	2.240	16.755	2.346	20.075
0.00150	2.144	12.703	2.220	14.563	2.295	16.581	2.319	17.346	2.428	20.776
0.00160	2.214	13.118	2.293	15.042	2.370	17.123	2.395	17.915	2.508	21.461
0.00170	2.282	13.521	2.363	15.501	2.443	17.651	2.468	18.461	2.585	22.120
0.00180	2.349	13.918	2.432	15.954	2.514	18.164	2.540	18.999	2.660	22.762
0.00190	2.413	14.297	2.499	16.393	2.582	18.655	2.610	19.523		
0.00200	2.476	14.670								

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	36		37		38		39		40	
b	1.85		2.00		2.00		2.50		2.50	
d	2.00		1.50		1.60		1.50		1.60	
A	9.700		6.375		7.040		7.125		7.840	
P	9.061		7.408		7.769		7.908		8.267	
r	1.071		0.8606		0.9062		0.901		0.9431	
n	0.016		0.016		0.016		0.016		0.016	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.654	6.344	0.566	3.608	0.585	4.118	0.583	4.154	0.603	4.728
0.00015	0.802	7.779	0.693	4.418	0.717	5.048	0.714	5.087	0.739	5.794
0.00020	0.925	8.973	0.800	5.100	0.828	5.829	0.825	5.878	0.853	6.682
0.00025	1.035	10.039	0.894	5.699	0.925	6.512	0.922	6.569	0.954	7.479
0.00030	1.132	10.990	0.979	6.241	1.014	7.139	1.010	7.196	1.045	8.193
0.00035	1.224	11.873	1.058	6.745	1.095	7.709	1.091	7.773	1.129	8.851
0.00040	1.309	12.697	1.131	7.210	1.171	8.244	1.166	8.308	1.206	9.452
0.00045	1.388	13.473	1.200	7.650	1.242	8.744	1.237	8.814	1.200	10.031
0.00050	1.463	14.191	1.264	8.058	1.309	9.215	1.304	9.291	1.349	10.570
0.00055	1.535	14.889	1.326	8.453	1.372	9.659	1.367	9.740	1.414	11.080
0.00060	1.603	15.549	1.385	8.829	1.434	10.095	1.429	10.182	1.478	11.560
0.00065	1.669	16.189	1.442	9.193	1.492	10.504	1.487	10.595	1.538	12.050
0.00070	1.731	16.791	1.496	9.537	1.549	10.905	1.543	10.994	1.596	12.510
0.00075	1.792	17.362	1.549	9.875	1.603	11.295	1.597	11.379	1.652	12.952
0.00080	1.851	17.955	1.600	10.200	1.656	11.658	1.649	11.749	1.706	13.375
0.00085	1.908	18.508	1.649	10.512	1.707	12.017	1.700	12.113	1.759	13.791
0.00090	1.963	19.041	1.697	10.818	1.756	12.362	1.749	12.462	1.809	14.180
0.00095	2.017	19.565	1.743	11.112	1.804	12.700	1.798	12.811	1.860	14.582
0.00100	2.070	20.079	1.789	11.405	1.852	13.033	1.845	13.143	1.908	14.955
0.00110	2.171	21.059	1.876	11.960	1.941	13.605	1.934	13.780	2.000	15.680
0.00120	2.267	21.990	1.959	12.489	2.028	14.277	2.020	14.393	2.090	16.380
0.00130	2.360	22.892	2.039	12.999	2.110	14.854	2.103	14.984	2.175	17.052
0.00140	2.449	23.755	2.116	13.489	2.190	15.418	2.182	15.547	2.257	17.694
0.00150	2.535	24.580	2.190	13.961	2.267	15.960	2.258	16.088	2.336	18.314
0.00160	2.618	25.395	2.262	14.420	2.341	16.481	2.332	16.616	2.413	18.910
0.00170	2.698	26.171	2.332	14.867	2.413	16.983	2.404	17.129	2.487	19.498
0.00180	2.777	26.937	2.399	15.294	2.483	17.480	2.474	17.627	2.559	20.063
0.00190			2.465	15.714	2.551	17.959	2.542	18.112		

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	41		42		43		44			
b	3.00		3.00		3.50		3.50			
d	1.50		1.60		1.50		1.60			
A	7.875		8.64		8.625		9.44			
P	8.408		8.769		8.908		9.269			
r	0.9366		0.9853		0.9682		1.0184			
n	0.016		0.016		0.016		0.016			
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.598	4.709	0.619	5.348	0.612	5.279	0.633	5.976		
0.00015	0.733	5.772	0.758	6.549	0.749	6.460	0.775	7.316		
0.00020	0.846	6.662	0.875	7.560	0.865	7.461	0.895	8.449		
0.00025	0.946	7.450	0.978	8.450	0.967	8.340	1.000	9.440		
0.00030	1.036	8.159	1.072	9.262	1.059	9.134	1.096	10.346		
0.00035	1.119	8.812	1.158	10.005	1.144	9.867	1.184	11.177		
0.00040	1.197	9.426	1.238	10.696	1.223	10.548	1.265	11.942		
0.00045	1.270	10.001	1.313	11.344	1.298	11.195	1.342	12.668		
0.00050	1.338	10.537	1.383	11.949	1.358	11.729	1.415	13.358		
0.00055	1.403	11.049	1.451	12.537	1.434	12.368	1.484	14.009		
0.00060	1.466	11.545	1.516	13.098	1.499	12.929	1.550	14.632		
0.00065	1.526	12.017	1.578	13.634	1.560	13.455	1.613	15.227		
0.00070	1.583	12.466	1.619	14.152	1.619	13.964	1.674	15.803		
0.00075	1.639	12.903	1.695	14.649	1.675	14.447	1.733	16.360		
0.00080	1.693	13.332	1.751	15.129	1.730	14.921	1.790	16.898		
0.00085	1.745	13.742	1.805	15.595	1.784	15.387	1.845	17.417		
0.00090	1.795	14.136	1.857	16.044	1.835	15.827	1.898	17.917		
0.00095	1.845	14.522	1.908	16.485	1.886	16.267	1.950	18.403		
0.00100	1.893	14.907	1.958	16.917	1.935	16.689	2.002	18.899		
0.00110	1.985	15.633	2.053	17.738	2.029	17.500	2.094	19.767		
0.00120	2.073	16.325	2.144	18.524	2.119	18.276	2.192	20.692		
0.00130	2.158	16.994	2.232	19.284	2.206	19.027	2.281	21.533		
0.00140	2.239	17.632	2.316	20.010	2.289	19.743	2.367	22.344		
0.00150	2.317	18.246	2.397	20.710	2.369	20.433	2.450	23.128		
0.00160	2.393	18.845	2.476	21.393	2.447	21.105	2.531	23.893		
0.00170	2.467	19.423	2.552	22.049	2.522	21.752	2.608	24.620		
0.00180	2.539	19.995	2.626	22.689	2.595	22.382	2.684	25.337		
0.00190										

DATOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
b	0.40	0.40	0.50	0.50	0.60	0.60	0.75	0.75	0.75	0.75
d	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.60	0.65	0.70	0.75
b.l	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
h.l	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.75	0.80	0.85	0.90
e	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
a	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.15
H	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
n	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
h ₁	0.05	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.20	0.25	0.30	0.35
C	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60
C ₁	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
C ₂	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
L	1.90	2.05	2.30	2.45	2.70	2.85	3.00	3.15	3.30	3.45
n	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018

DATOS	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
b	0.90	0.90	0.90	0.90	1.05	1.05	1.05	1.05	1.20	1.20
d	0.75	0.80	0.85	0.90	0.90	0.95	1.00	1.05	1.05	1.10
b.l	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
h.l	0.90	0.95	1.00	1.10	1.10	1.15	1.20	1.25	1.25	1.30
e	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06
a	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
H	0.60	0.60	0.60	0.65	0.65	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
n	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
h ₁	0.35	0.40	0.45	0.50	0.50	0.45	0.50	0.56	0.56	0.61
C	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60
C ₁	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
C ₂	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
L	3.60	3.75	3.90	4.20	4.35	4.50	4.65	4.80	4.95	5.10
n	0.018	0.018	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017

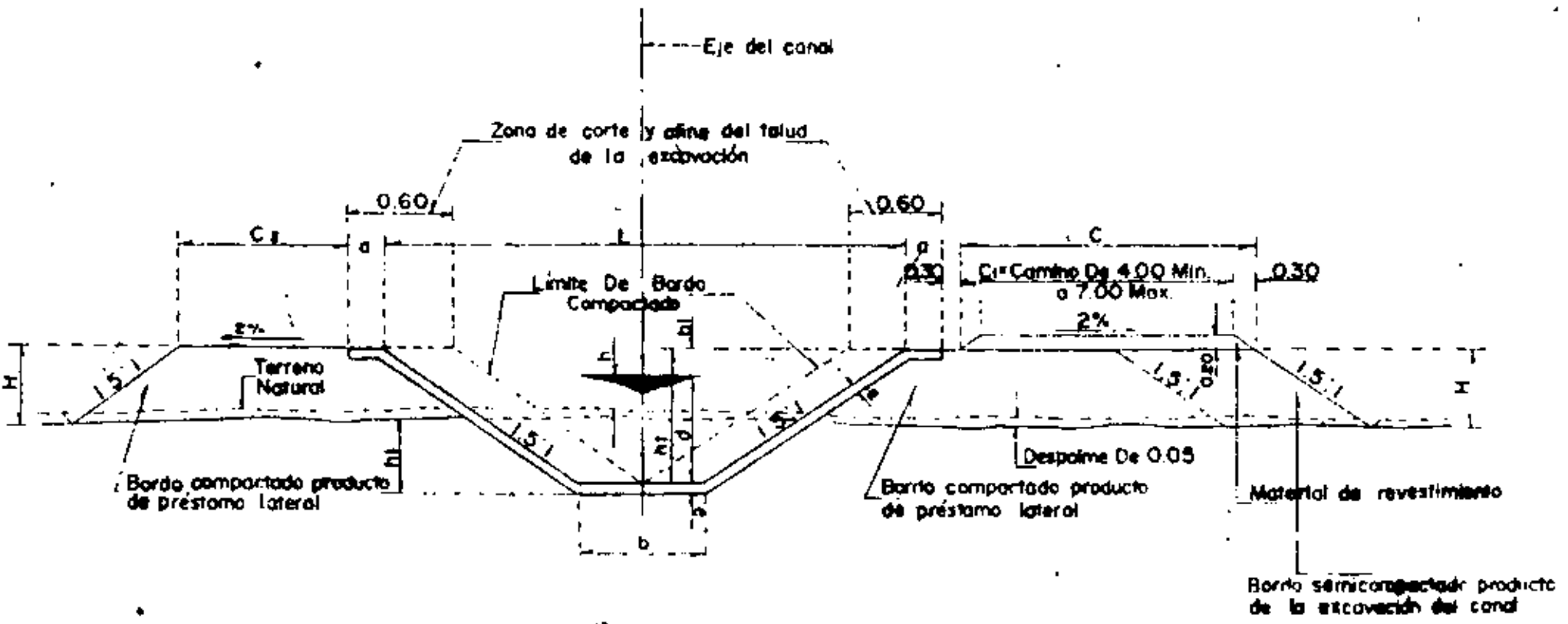
DATOS	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
b	1.20	1.20	1.35	1.35	1.35	1.35	1.50	1.50	1.50	1.50
d	1.15	1.20	1.20	1.25	1.30	1.35	1.35	1.40	1.45	1.50
b.l	0.20	0.20	0.20	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.30	0.30
h.l	1.35	1.40	1.40	1.50	1.55	1.60	1.60	1.65	1.75	1.80
e	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	0.07
a	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
H	0.75	0.75	0.75	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.90	0.90
n	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.55	0.55
h ₁	0.66	0.71	0.71	0.76	0.81	0.86	0.86	0.92	0.92	0.97
C	4.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60
C ₁	4.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
C ₂	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.50	2.50
L	5.25	5.40	5.55	5.85	6.00	6.15	6.30	6.45	6.75	6.90
n	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016

SARH

SUBSECRETARÍA GENERAL DE INFRACRUCIA HIDRÁULICA
 DIRECCIÓN GENERAL DE GRANDE IRRIGACIÓN
 SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE ZONAS DE REGO

Revisó: ING. RODRIGO S. ESCOBAR

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO
 SECCIONES TIPO



SECCION TIPO

NOTAS - Todos los datos de las tablas y anotaciones del dibujo están anotados en metros.
 Todas las secciones se construyen con dos bordos compactados de altura 'H' hasta las líneas de corte y aline de la excavación que se indican dentro de la cubeta del canal.
 Para la compactación de los bordos, véase las normas particulares de diseño en el proyecto correspondiente de los canales que se elijan. La velocidad máxima será V, y deberá cumplir lo siguiente especificación: $2.5 \leq V \leq 0.8 V_c$
 (V_c = Velocidad crítica.)



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

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO

ING. OSCAR PLAISANT WONG.
AGOSTO-SEPT. 1982

SUBSECRETARIA DE AGRICULTURA Y OPERACION



SARH

DIRECCION GENERAL DE DISTRITOS Y
UNIDADES DE RIEGO

Catálogo General de las Publicaciones Editadas

DEPARTAMENTO DE ASESORIA TECNICA E INFORMACION

MEXICO, D. F. DICIEMBRE DE 1977.

MEMORANDUMS TÉCNICOS

(CLASIFICACION)

- I. IRRIGACION, PLANEACION, PROYECTO, CONSTRUCCION.
 - a) Hidrología
 - b) Obras Principales
 - c) Canales y Drenes
- II. RIEGO, NIVEL PARCELARIO
 - a) Planeación del Riego
 - b) Métodos Ordinarios de Riego
 - c) Métodos Avanzados de Riego
 - d) Relaciones Suelo - Agua - Planta - Clima
- III. AGROCLIMATOLOGIA.
- IV. SALINIDAD Y DRENAJE.
- V. SUELOS Y FERTILIDAD.
 - a) Aspecto Físico
 - b) Aspecto Químico
- VI. CONSERVACION DE OBRAS.
 - a) Combate de Hierbas
- VII. AGRONOMIA Y ECOLOGIA.
 - a) Cultivos
 - b) Acuacultura
- VIII. ECONOMIA Y ADMINISTRACION.
- IX. OTROS.

I. IRRIGACION

2. Informe sobre las Necesidades de Agua para Riego en México. (Febrero - 1947). (Agotado).
36. Ciclos Lluviosos y Ciclos Secos en la Comarca Lagunera. (Junio 1949).- (Agotado).
39. Hidrología de México. (Marzo 1950). (Agotado).
64. La Geofísica en la Exploración y Conservación del Agua. (Agosto 1950). (Agotado).
45. Inundaciones y Destrucción de Terrenos en el Valle de Parrisa. (Sep - tiembre 1950). (Agotado).
57. Nuevas posibilidades de Abastecimiento de Aguas para Riego. (Septiembre 1951). (Agotado).
62. El Agua y El Mundo. (Febrero 1952). (Agotado).
74. Análisis Comparativo de Dos Métodos de Cálculo de Presas Arco Belgado - con Espesor Constante. (Febrero 1953). (Agotado).
97. Importancia y Aspectos de la Investigación en las Zonas bajo Riego. - (Enero 1955). (Agotado).
104. Método para la Determinación del Rendimiento Específico de un Pozo me - diante el Uso de un Pozo Auxiliar de Observación. (Agosto 1955). - (Agotado).
105. Esparcimiento Superficial de Aguas Broncas para su Almacenamiento Subte - rráneo. (Septiembre 1955). (Agotado).
115. México y su Política de Irrigación. (Julio 1956).
Se analiza brevemente la Historia de la irrigación en México, desde la - época prehispánica hasta la época actual. Se presentan también, estadís - ticas sobre riego, superficies regadas, cultivos, relación de distritos de riego, ejidos, etc.; así como las diversas políticas que han influido en el Desarrollo de la Irrigación en nuestro País.
127. La Sequía, sus Causas y Efectos. (Julio 1957). (Agotado).
130. Aguas Subterráneas para el Riego de las Cosechas. (Octubre 1957). - (Agotado).
138. Introducción al Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego. - (Junio 1958). (Agotado).

139. Reconocimientos Preliminares (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego). (Julio 1958). (Agotado).
140. II. Estudio y Planeación de las Obras de Riego (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego). B. Estudios Hidrológicos. (Agosto 1958). (Agotado).
144. III. Proyecto de las Obras de Pequeña Irrigación. PRIMERA PARTE. (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego), TOMO SEPTIMO. (Diciembre 1958). (Agotado).
145. III. Proyecto de las Obras de Pequeña Irrigación SEGUNDA PARTE. (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO OCTAVO. (Enero 1959). (Agotado).
146. IV. Construcción de las Obras (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO NOVENO. (Febrero 1959). (Agotado).
147. V. Operación de Distritos de Riego (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO DECIMO. (Marzo 1959). (Agotado).
148. V. Operación de los Distritos de Riego B. Distribución de Aguas (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO UNDICESIMO. (Abril 1959). (Agotado).
149. V. Operación de los Distritos de Riego C. Legislación de Aguas de Inspección de los Distritos de Riego (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO DOCE. (Mayo 1959). (Agotado).
151. Características Especiales de las Pequeñas Obras de Riego en México (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO TATORCE. (Julio 1959). (Agotado).
168. Las Obras de Regadío y de Aprovechamiento de la Región del Ródano Interior y del Languedoc en Francia. (Diciembre 1960). (Agotado).
172. Nueva Fórmula para el Cálculo de Canales y conducción Cuaternos. (Abril 1961). (Agotado).
181. Los Recursos Hidráulicos de México y su Relación con los Problemas Agrícolas y Económicos del País. PRIMERA PARTE. Proposiciones para establecer las Bases de su Desarrollo y Planeación. (Enero 1962). (Agotado).
192. Dirección de Operación. Conocimientos Generales para que los Aforadores y Canaleros desempeñen eficientemente sus labores. (Diciembre 1962). (Agotado).
193. Los Recursos Hidráulicos de México y su relación con los Problemas Agrícolas y Económicos del País. Proposiciones para Establecer las Bases de su Planeación y Desarrollo Futuros TERCERA PARTE. (Enero 1963). (Agotado).

203. Nuevos Métodos de Planeación, Programación y Control de Obras. (Noviembre 1963).
En base a las nuevas técnicas administrativas se señalan los métodos de planeación y programación; breve exposición del método Pert (planeación de redes o camino crítico), para facilitar la programación y un levantamiento topográfico de una zona de riego de 10,000 hectáreas.
217. Progreso en la Investigación sobre las Necesidades Futuras de Aguas de Riego. (Enero 1965). (Agotado).
221. El Riego en la República Argentina, con Especial Referencia a la Provincia de Río Negro. (Mayo 1965). (Agotado).
234. Algunas Normas para la Organización y Control de los Gastos en las Obras. (Junio 1966). (Agotado).
235. Clases de Canales o Tubería para Riego. (Julio 1966). (Agotado).
253. La Política Hidráulica en México. (Enero 1968). (Agotado).
264. Recursos Hidráulicos Potenciales para Saciar la Sed en el Mundo. (Diciembre 1968). (Agotado).
269. Elementos Esenciales para el Éxito de la Agricultura de Riego. (Mayo 1969). (Agotado).
275. El Plan Chontalpa Tabasco, Méx. (Ejemplo de Reforma Agraria Integral en Zonas Tropicales). Comisión del Grijalva. (Nov. 1969). (Agotado).
276. El Plan Choc (Obra de Riego en una Región Subdesarrollada y de Ecología Particular). (Diciembre 1969). (Agotado).
288. Automatización del Riego. (Diciembre 1970). (Agotado).
302. Balance Hidrológico entre el Agua Disponible y la Demanda en un Distrito de Riego. (Febrero 1972).
Se propone un procedimiento para lograr la interpretación de toda la información obtenida del balance hidrológico, o sea las entradas y salidas de agua en los distritos de riego, con el propósito de planear bajo riego conocidos, la mejor forma de aprovechar los recursos hidráulicos y las tierras bajo riego, bajo condiciones de demanda establecidas. También se exponen nuevas modalidades en la determinación de la lluvia efectiva, las demandas de riego y las características del modelo para simular el funcionamiento hidráulico de un distrito de riego.
330. Elementos de Escurrimiento Superficial. (Junio 1974).
Se analizan los factores que determinan el escurrimiento de una corriente y se estudia el escurrimiento mismo como fenómeno físico. Se describen los métodos y estructuras más adecuados para el aforo de las corrientes. Se estudia el fenómeno de las avenidas, la clasificación de éstas,

la determinación del gasto máximo analizando diferentes métodos, y las obras y técnicas para su control. (Agotado).

342. La Ordenación Integrada de las Aguas en la Agricultura. (Junio 1975). Se plantea la necesidad de una nueva concepción del aprovechamiento del agua para la agricultura. Se presenta un enfoque integrado de la agricultura de riego y de los proyectos de aprovechamiento de aguas. Se señalan medidas para mejorar la ordenación del uso del agua, así como las investigaciones necesarias para basar dichas medidas. Por último, se consideran los diseños para riego y drenaje y los incentivos para el establecimiento del riego.
349. La Situación de la Alimentación en el Mundo y los Proyectos de Riego. - (Enero 1976). En este trabajo, se analiza la importancia que tienen los proyectos de riego para el Desarrollo y se examina la orientación que debe dárseles considerando los aspectos económicos y sociales, de tal forma que el desarrollo de un riego eficiente, contribuya adecuadamente a una transformación general de la sociedad rural.

II. RIEGO

7. El Uso Consuntivo del Agua en Irrigación. (Junio 1947). (Agotado).
16. El Sifón Portátil para Riego y la Nueva Válvula para Cabo de Sifones. - (Abril 1948). (Agotado).
20. Interpretación de los Análisis de Aguas de Riego y Tolerancia Relativa - de las Plantas Cultivadas. (Agosto 1948). (Agotado).
26. Riego y Cultivo de los Huertos Frutales. (Febrero 1949). (Agotado).
38. El Equivalente de Humedad como Medida de la Capacidad de Caspo de Los - Suelos. (Febrero 1950). (Agotado).
47. Las Prácticas de Riego en la Producción de Alfalfa. (Noviembre 1950). - (Agotado).
49. Riego por Aspersión. (Enero 1951). (Agotado).
50. La Evaporación de los Suelos y la Transpiración. (Febrero 1951). (Agotado).
51. Empleo de Tensiómetros para Medir el Agua Disponible para las plantas. - (Marzo 1951). (Agotado).
52. La Capacidad de Retención del Agua por los Suelos y Su Efecto sobre la - Práctica del Riego. (Abril 1951). (Agotado).
54. Las Relaciones Energéticas de la Humedad del Suelo. (Junio 1951). Agotado
57. Nuevo Medidor Portátil. (Julio 1951). (Agotado).
63. Tablas y Nomogramas para el Uso de Medidores Parshal. (Marzo 1952). - (Agotado).
65. Capacidades de los Canales para el Método de Riego por Aniegos. (Mayo - 1952). (Agotado).
66. Métodos Indirectos para la Determinación del Uso Consuntivo de Aguas por las Plantas Cultivadas. (Junio 1952). (Agotado).
69. Experimentos sobre el Riego del Olivo. (Septiembre 1952). (Agotado).
76. Método de Riego con Bordos. (Abril 1953). (Agotado).
81. El Momento de Regar, Pruebas Sencillas para Determinar Cuando Debe Regar_{se}. (Septiembre 1953). (Agotado).

94. Influencia de Algunos Factores sobre la Penetración del Agua de Riego en en Suelo. (Octubre 1954). (Agotado).
95. El Riego del Plátano en Centroamérica, Riegos por Aspersión y por Gravedad. (Noviembre 1954). (Agotado).
106. Prácticas de Fertilización y Riego del Maíz en las Nuevas Tierras de Riego. (Octubre 1955). (Agotado).
109. Coeficientes Brutos de Riego para los Principales Cultivos de las Zonas de los Distritos de Riego. (Enero 1956). (Agotado).
116. La Humedad del Suelo en Relación con el Crecimiento de la Planta. (Agosto 1956). (Agotado).
117. El Agua en Relación con el Crecimiento de las Plantas. (Septiembre 1956). (Agotado).
118. Momento de Regar y Cantidad de Agua que debe Aplicarse. (Octubre 1956).- (Agotado).
119. El Medidor tipo Compuerta "CALCO". (Noviembre 1956). (Agotado).
121. Método de la Resistencia Eléctrica para la Medición Continua de la Humedad del Suelo en Condiciones de Campo. (Enero 1957).
Se describe este método de medición de la humedad del suelo. Se detallan experimentos realizados y los resultados obtenidos.
124. Influencia de Diversos Tratamientos de Riego sobre el Algodón. (Abril - 1957). (Agotado).
136. Empleo y Economía de las Tuberías de Concreto en los Sistemas de Riego.- (Abril 1958). (Agotado).
137. El Riego de Algodón. (Mayo 1958). (Agotado).
153. El Uso Eficaz del Agua para la Producción de Maíz. (Septiembre 1959). - (Agotado).
154. Relación del Suelo, el Agua y las Plantas. (Octubre 1959). (Agotado).
155. Pérdidas de Conducción de Canales. (Noviembre 1959). (Agotado).
157. Determinación de la Calidad del Agua para Riego. (Enero 1960). (Agotado).
158. El Agua del Suelo y Desarrollo de las Plantas. (Febrero 1960). (Agotado).
160. Nivel de la Tierra para el Riego. (Abril 1960). (Agotado).
161. Conductividad Eléctrica Potencial. (Mayo 1960). (Agotado).

162. Relación entre la Carga de Agua y Avance del Frente Húmedo en el Surco. (Junio 1960). (Agotado).
163. Aplicación de Riego Restringido por Aspersión. (Julio 1960). (Agotado).
165. El Buen Aprovechamiento del Agua de Riego. (Septiembre 1960). (Agotado).
169. Ejemplo del Cálculo de las Dotaciones de Riego Necesarias para los Cultivos. (Enero 1961). (Agotado).
170. Estudio Preliminar de Métodos para Determinar la Condición del Agua en el Suelo. (Febrero 1961). (Agotado).
171. La Capacidad de Campo en Relación con el Porcentaje de Humedad a 40 cms. de Succión. (Marzo 1961). (Agotado).
173. El Agua en el Desarrollo Fisiológico y en el Rendimiento de Cosechas. (Mayo 1961). (Agotado).
174. Clasificación y Uso de Las Aguas para Riego. (Junio 1961). (Agotado).
175. Ensayo de Riego en Algodón, Necesidades Hídricas del Algodón. (Julio 1961). (Agotado).
176. Determinación del Contenido Interno de Agua de las Plantas Vivas mediante el Uso de Rayos Beta. (Agosto 1961). (Agotado).
177. La Utilización del Agua por Arboles Jóvenes de Limonero en Relación con la Compactación del Suelo y Crecimiento del Arbol. (Sept. 1961). (Agotado).
178. Necesidades de Agua del Maíz. Periodos Críticos. (Oct. 1961). (Agotado).
179. El Riego de Maíz en el Este de los Estados Unidos. (Nov. 1961). (Agotado).
184. La Humedad del Suelo en la Primera Parte del Ciclo en Relación al Rendimiento del Maíz. (Abril 1962). (Agotado).
185. Calificación de Algunos Aspectos de las Prácticas de Riego Usadas en las Siembras de Trigo en el Bajío y su Relación con Respuestas a Fertilizantes. (Mayo 1962). (Agotado).
186. Variaciones en la Humedad del Suelo Durante el Ciclo del Trigo en el Bajío y su Influencia en Varias Características del Cultivo. (Jun. 1962) Agotado
188. Los Coeficientes de Riego en los Distritos de Ciénega de Chapala y Tarasquato, Mich. (Agosto 1962). (Agotado).
191. El Uso Consuntivo. Método para su Determinación. (Nov. 1962) (Agotado)

195. Cuánto, Cuándo y Cómo Regar. (Marzo 1963).
Es un estudio detallado de los factores implicados en el logro de mejores resultados en la siembra. Se señalan las inconveniencias principales, así como los momentos y situaciones en que es adecuado regar.
196. Utilización de las Compuertas de las Bocatomas y Represas como Estructura Aforadora. (Abril 1963).
Se detallan los métodos y sistemas de óptima utilización de las compuertas y represas en los sistemas de riego.
201. El Riego y los Sorgos de Grano. (Septiembre 1963). (Agotado).
204. Coefficientes Brutos de Riego para los Principales Cultivos. (Diciembre 1963). (Agotado).
210. Uso del Agua en los Campos de Arroz Inundados. (Jun. 1964). (Agotado).
218. Selección de Medidas y Datos para el Estudio Experimental de las Relaciones Agua - Suelo - Planta. (Febrero 1965). (Agotado).
229. Los Métodos y el Desarrollo del Riego en Francia. (Enero 1966) (Agotado)
231. Determinación Práctica del Uso Consuntivo. (Marzo 1966). (Agotado).
233. Principios Generales para la Planeación del Riego. (Mayo 1966) (Agotado).
236. Determinación del Coeficiente "K" Regional para el Cálculo del Uso Consuntivo del Frijol Negro Criollo en los Distritos del Estado de Veracruz. (Agosto 1966). (Agotado).
238. El Riego por Aspersión en Costières Du Gard, Bajo Ródano, Francia. (Oct. 1966). (Agotado).
239. Métodos Económicos para Medir la Humedad del Suelo. (Nov. 1966) (Agotado).
242. La Medida de Agua para Riego. (Febrero 1967). (Agotado).
244. Riego Subsuperficial de Terrenos de Pasto. (Abril 1967). (Agotado).
245. Evaluación de la Eficiencia de Riego. (Mayo 1967). (Agotado).
247. Modificación de las Tierras para el Uso Eficiente del Agua. (Julio 1967) (Agotado).
248. Análisis de la Eficiencia de la Aplicación del Riego Superficial. (Agosto 1967). (Agotado).
249. Procedimientos para Evaluar Métodos de Riego. (Sept. 1967). (Agotado).
252. El Uso del Agua para Riego en los Valles de México y de El Mezquital, Hgo. (Diciembre 1967). (Agotado).

256. Planificación de los Sistemas Parcelarios de Riego. (Abril 1968) Agotado
257. Bloques de Yeso para detectar las Variaciones de Humedad en el Suelo. - (Mayo 1968). (Agotado).
258. Riego por Surcos con Reducción del Gasto durante el Riego. (Junio 1968) (Agotado).
260. Necesidades de Agua de los Cultivos y Eficiencia en el Riego. (Agosto - 1968). (Agotado).
262. Bases para proyectar bien un Sistema de Riego Parcelario. (Octubre 1968) (Agotado).
263. El Riego por Goteo. Un Método apropiado para Condiciones Áridas y Desérticas de Suelos y Agua de Elevada Salinidad. (Nov. 1968) (Agotado)
268. Influencia de la Eficiencia del Riego sobre las Necesidades de Agua de los Cultivos. (Abril 1969). (Agotado).
272. Usos Consuntivos de los Cultivos de Mayor Importancia (Zonas Pacífico - Norte, Norte Centro y Noreste). (Agosto 1969). (Agotado).
273. Usos Consuntivos de los Cultivos de Mayor Importancia (Cuenca del Río Lerma). (Septiembre 1969). (Agotado).
274. Usos Consuntivos de los Cultivos de Mayor Importancia (Zonas Centro, Golfo de México y Sur). (Octubre 1969). (Agotado).
277. Evaluación de las Medidas de Infiltración. (Enero 1970). (Agotado).
278. Evaluación de las Pérdidas por Filtración en Canales de Tierra. (Feb.- 1970). (Agotado).
279. Aprovechamiento del Agua de Riego en el Cultivo del Algodón. (Marzo - 1970). (Agotado).
281. Uso Consuntivo de Agua por los Cultivos en Arizona. (Mayo 1970) Agotado
289. Medición Rápida en el Campo del Valor de la Entrada de Aire y de la Conductividad Hidráulica del Suelo, como Parámetros Importantes en los Análisis de los Sistemas de Flujo. (Enero 1971). (Agotado).
290. Metodología para la Determinación y Cálculo del Uso Consuntivo del Agua. (Febrero 1971). (Agotado).
291. Instrucciones y Criterios para Preparación de Guías de Riego. (Marzo - 1971). (Agotado).
292. Predicción de las Necesidades de Riego de los Cultivos. (Abril 1971).- (Agotado).

293. Diseño Hidráulico del Proyecto de Riego por Goteo "YAHUALICA". (Marzo - 1971). (Agotado).
296. Principios Básicos del Riego por Goteo. (Agosto 1971). (Agotado).
307. Conceptos de Lluvia Efectiva y su Aplicación en la Programación de los Riegos. (Julio 1972). (Agotado).
308. El Riego por goteo del Maíz en el Delta del Río Yaqui, Son. (Agosto - 1972).
Se describe un experimento sobre aplicación del riego por goteo al maíz, para determinar la mejor lámina y la frecuencia más conveniente. Los índices para la evaluación de los tratamientos fueron la producción de grano por hectárea, la producción por grano de millar de metros cúbicos y el tonelaje de materia verde por hectárea. Se recomienda el riego diario basándose en la curva de consumo de agua por el cultivo y la implantación del cultivo del maíz en los huertos familiares.
311. Análisis Hidráulico en una Tubería con Salidas Múltiples y su Aplicación a un Sistema de Riego por Goteo. (Noviembre 1972). (Agotado).
313. Láminas Mínimas de Riego y Máximo Rendimiento del Algodón, Fertilizado con Nitrógeno y Fósforo, en la Costa de Hermosillo. (Enero 1973).
Se estudian las necesidades de agua en las diferentes etapas fisiológicas del algodónero, para reducir al mínimo las láminas, así como determinar las cantidades de nitrógeno y fósforo que deberán emplearse, para obtener rendimientos máximos de algodón, en la Costa de Hermosillo, Son.
314. Efectos Fisiológicos de la Lámina y del Intervalo de Riego por Goteo en el Cultivo de la Sandía en el Valle del Yaqui, Son. y su Análisis Económico. (Febrero 1973).
Se dan a conocer los efectos fisiológicos determinado por la lámina y el intervalo de riego por goteo, en el desarrollo de la sandía, su inercia con el uso consuntivo de la planta, en condiciones de evapotranspiración potencial y la evaporación medida en tanque tipo "A".
Se hace un análisis económico integral del costo de producción y de la rentabilidad del riego por goteo aplicado a dicho cultivo, y se infiere la posibilidad de aplicarlo económicamente en otras hortalizas.
318. Desarrollo de la Fruticultura por un Sistema Práctico y Económico de Riego en Zonas Áridas y Semi-Áridas. (Junio 1973).
Se describe un método de riego directo de los frutales, llevando el agua en tanques montados sobre ruedas, dotados de mangueras para verter el agua en el cajete de cada árbol. Se expone una variante que permita realizar dentro del sistema un riego a base de goteo. (Agotado).
320. Riego por Goteo del Chile Caribe en el Distrito de Riego del Río Yaqui, Son. (Agosto 1973).
Se describe un experimento sobre riego por goteo, destinado a determinar los efectos de la aplicación de tres láminas totales; con dos formas de la curva masa en las láminas aplicadas, sobre el rendimiento y la calidad del chile Caribe. Se presentan los resultados y se hacen las recomenda-

ciones que sugieren éstos.

324. **Tecnificación. PLAMEPA Aplicado al Cultivo de la Caña de Azúcar.** (Dic. 1973).
Se presentan los antecedentes más importantes para el riego de la caña de azúcar y se describen las normas que conviene seguir para aplicar el Plan de Mejoramiento Parcelario al cultivo de dicha planta, haciéndose recomendaciones prácticas para el desarrollo de los trabajos y el debido control de todas las operaciones.
332. **Respuesta de la Papa a Diferentes Regímenes de Humedad.** (Agosto 1975).
Se describe un experimento de cuatro años de duración, para estudiar el efecto de una escasez de agua en la planta, sobre los rendimientos de tubérculos de la papa y su calidad. Se llega a la conclusión de que el rendimiento de la papa está correlacionado linealmente con el uso de agua por el cultivo, desde la emergencia hasta la defoliación. Se estudia la relación entre la resistencia de la hoja a la transpiración y el contenido relativo de agua de la hoja.
333. **Eficiencia del Riego. Definiciones Relativas y Diversos Conceptos sobre la Eficiencia en el Uso del Agua.** (Septiembre 1974).
Se presentan diversas definiciones a distintos niveles, analizando las contenidas en el Diccionario Técnico Multilingüe de la ICID. Se comparan las definiciones en inglés y en francés, así como definiciones de otras fuentes, y se sugieren las que deberían preferirse.
335. **Resultados de Diez Experimentos Realizados en los Distritos de Riego durante el Invierno. Relaciones Agua - Suelo - Planta - Clima.** (Nov. 1974)
Se describen diez experimentos realizados en el subciclo de invierno de 1974, en diferentes Distritos de Riego y con distintos cultivos. En cada experimento se presenta el diseño, los tratamientos, los resultados, el análisis estadístico y la interpretación para fundamentar las recomendaciones oportunas.
336. **Estudio sobre Diferentes Procedimientos de Aplicación del Riego por Goteo en el Cultivo del Tomate. Evaluación Económica y de Producción en el Valle del Yaqui, Son.** (Diciembre 1974).
Se describe un experimento para la aplicación del riego por goteo al cultivo del tomate, comparando tres niveles de lámina de riego, con intervalos variable y fijo. Se presentan los resultados y el análisis físico y económico de los mismos, y se hacen recomendaciones como consecuencia de dichos resultados.
340. **Principios Básicos del Riego por Goteo y Experiencias de su Aplicación en la República Mexicana.** (Abril 1975). (Agotado).
345. **Resultados de ocho experimentos realizados en los Distritos de Riego durante el Sub Ciclo Primavera - Verano, 1973-74. Relaciones Agua - Suelo - Planta - Clima.** (Septiembre 1975).
Se describen ocho experimentos llevados a cabo en diferentes Distritos de Riego, para determinar el momento de regar en relación con la humedad del

- suelo y el efecto de los fertilizantes nitrogenados y fosfatados en los cultivos de algodón, soya, maíz y sorgo.
348. Diseño de las principales Líneas en los Sistemas de Riego por Goteo. - (Diciembre 1975).
Se estudia el diseño de la línea principal en los sistemas de riego por goteo; basándose en la determinación del gradiente de energía que genera el costo mínimo. Se presenta un monograma diseñado para el proyecto de la línea principal. Se expone también un ejemplo de diseño.
350. Sobre las Eficiencias de Riego. (Febrero 1976).
Con el fin de conocer los distintos aspectos de la eficiencia en el uso del agua para riego, se describe como se realizó una encuesta en predios de poca extensión en todo el mundo; se presentan los resultados obtenidos y se extraen conclusiones de un gran interés.
354. Desarrollo de la Fruticultura por un Sistema de Riego Directo por Conducción, en Zonas Semi - Áridas. (Junio 1976).
Se describe un sistema de riego para huertos frutales, a base de conducción por tubería y distribución por medio de mangueras a los cajetes de los árboles. Se compara el método con los de riego convencional y por goteo. Se estudia la aplicación del sistema a huertos colectivos, así como su financiamiento y su economía.
355. Sistema de Riegoconservación. (Julio 1976).
Cuando se hace un mal uso del agua de riego, se originan daños al suelo por efectos de erosión, acumulación del álcali, deslave o encharcamiento. En el trabajo se dan normas para evitar estos efectos, y se describe el sistema denominado "Riegoconservación". Se indican los modos de adaptar algunos métodos comunes de riego a este sistema.
357. Resultados de Once Experimentos Realizados en los Distritos de Riego durante el Subciclo de Invierno 1974-75. (Septiembre 1976).
Se describen once experimentos realizados en el subciclo de invierno de 1974-75 en diferentes Distritos de Riego y con distintos cultivos. En cada experimento se presenta el diseño, los tratamientos, los resultados, el análisis estadístico y su interpretación para fundamentar las recomendaciones oportunas. (Agotado)
358. Funciones para Predecir Programas Óptimos de Riego. (Octubre 1976).
Se presenta una metodología para planear los programas óptimos de riego, estableciendo algunas funciones que relacionan el rendimiento del cultivo con la lámina de riego y el rendimiento del cultivo con la evapotranspiración. Se estudia la influencia de las deficiencias de evaporación en las láminas necesarias y en los rendimientos, y el papel del agua almacenada en el suelo. Se estudia igualmente la influencia en estos procesos de cada fracción de la lámina de riego y los aspectos económicos del problema.
359. Riego de la Caña de Azúcar en el Estado de Morelos. (Noviembre 1976). -

Se describe una técnica de riego que ha dado muy buenos resultados en el Distrito de Riego Núm. 16, Estado de Morelos. Se indican el trazo del riego, el acondicionamiento del terreno para el riego, la forma de aplicación del agua y el programa de riegos.

362. El Cálculo de las Pérdidas por Filtración en los Canales. (Febrero 1977)
Se explican cuatro métodos de medición de las filtraciones en los canales de distribución, así como experimentos y resultados obtenidos de éstos.
371. Respuesta de la Lechuga a Diferentes Dosis de Fertilización, Frecuencias y Láminas de Riego Aplicadas con Riego por Goteo. (Noviembre 1977)
El presente experimento se realizó en la Comarca Lagunera durante el ciclo de invierno, 1973-74, sus objetivos fueron; determinar el porcentaje (K) de evaporación adecuada, para aplicarse como lámina de riego en este cultivo; encontrar la mejor frecuencia de riego y la fertilización nitrogenada óptima, utilizando el método de riego por goteo, así como también comparar el riego por goteo con el riego tradicional por gravedad (Testigo). El diseño experimental utilizado fue de bloques al azar con cuatro repeticiones, el arreglo de tratamientos fue factorial $3 \times 3 \times 2$.

III. AGROCLIMATOLOGIA

59. Determinación de la Necesidad de Agua en las Zonas de Riego por medio de Datos Climatológicos y de Riego. (Noviembre 1951). (Agotado).
98. Instalación de Campo para Determinar la Evapotranspiración Máxima. (Feb. 1955). (Agotado).
134. Comparación Climaogeográfica de los Distritos de Riego con otras Regiones del Mundo. (Febrero 1958). (Agotado).
197. Algunos Aspectos de la Aplicación de la Meteorología a la Ciencia del Suelo y a la Agronomía. (Mayo 1963). (Agotado).
220. Estudio de la Probabilidad de las Lluvias para el Aprovechamiento de las mismas. (Abril 1965). (Agotado).
222. Ecoclimatología. (Junio 1965). (Agotado).
226. Los Climas de los Distritos de Riego de México. (Octubre 1965). (Agotado).
255. Estimación de la Evaporación desde Tanque y la Evapotranspiración a partir de Datos Climatológicos. (Marzo 1968). (Agotado).
261. Determinación del Uso Consuntivo a Partir de Datos de Evaporación de Tanque. (Septiembre 1968). (Agotado).
267. Influencia de los Factores del Clima sobre las Necesidades de Agua de los Cultivos. (Marzo 1969). (Agotado).
282. Formulación de Calendarios de Riego Usando Datos Climatológicos de Cultivos y de Suelos. (Junio 1970). (Agotado).

IV. SALINIDAD Y DRENAJE

11. El Drenaje de las Tierras de Riego. (Noviembre 1947). (Agotado).
23. Estudios sobre el Agua Subterránea en Relación con el Drenaje. (Nov. - 1948). (Agotado).
34. Selección de Cultivos para Terrenos Salinos. (Octubre 1949). (Agotado).
53. La Salinidad del Suelo en Relación con el Riego. (Mayo 1951) (Agotado).
64. Determinaciones de la Permeabilidad del Suelo como Base para la Conservación del Suelo y del Agua. (Abril 1952). (Agotado).
70. El Drenaje de las Tierras. (Octubre 1952). (Agotado).
72. Aprovechamiento del Suelo en Holanda. (Diciembre 1952). (Agotado).
73. Desecación y Drenaje de Terrenos. (Enero 1953). (Agotado).
79. El Aumento de la Producción Agrícola por Medio del Drenaje. (Julio 1953) (Agotado).
80. Influencia de las Labores del Subsuelo y de la Fertilización sobre el Rendimiento de la Caña de Azúcar y la Capacidad de Infiltración del Suelo. (Agosto 1953). (Agotado).
85. Mejora de los Suelos Alcalinos. (Enero 1954). (Agotado).
86. Algunos Aspectos del Drenaje en las Obras de Riego. (Febrero 1954). - (Agotado).
91. Corrección de la Alcalinidad de un Suelo con Aplicaciones de Azufre, Yeso y Lexiviación. (Julio 1954). (Agotado).
108. Electrificación del Suelo. (Diciembre 1955). (Agotado).
113. La Intrusión Salina. (Mayo 1956). (Agotado).
133. Problemas de Salinidad del Valle de Juárez, Chih. en Relación con la Escasez de Agua de Gravedad para Riego y con la Explotación de Mantos Subterráneos. (Enero 1958). (Agotado).
189. Uso de Aguas Ricas en Sales, como Flocculantes y Fuente de Cationes Divalentes para el Mejoramiento de los Suelos Sódicos. (Sept. 1962) (Agotado).
194. La Concentración de Sales en los Suelos y sus Efectos sobre Movimiento del Agua. (Febrero 1963). (Agotado).

208. Técnica de la Desalinización por Lavado y los Costos de Cultivo Suplementarios que Resultan de su Aplicación. (Abril 1964). (Agotado).
211. Las Estaciones de Bombeo en los Sistemas de Drenaje. (Julio 1964). - (Agotado).
224. El Uso del Agua Salina para el Riego. (Agosto 1965). (Agotado).
225. La Desalinización y sus Aspectos Técnicos, Económicos, Políticos y Sociales. (Septiembre 1965). (Agotado).
228. Cálculo de la Capacidad Natural de Drenaje y Proyecto de Drenes Complementarios para Fines de Lavado de Suelos. (Diciembre 1965). (Agotado).
240. Normas para el Estudio y Proyecto de Sistemas de Drenaje de Aguas Freáticas en los Distritos de Riego. (Diciembre 1966).
Este trabajo representó a la S. R. II. en el IV Seminario Latinoamericano de Irrigación celebrado en Bogotá, Colombia en Octubre de 1966.
Se describe la metodología aplicada para investigar, comprender y resolver los problemas que implica el drenaje de aguas freáticas.
250. Normas para un buen Drenaje de las Tierras. (Octubre 1967). (Agotado).
283. Una Forma Sencilla de Emplear el Factor Salinidad en la Clasificación Agrícola. (Julio 1970).
Se presenta una nueva metodología para clasificar los suelos en relación con la salinidad, basándose en el análisis de el extracto de saturación y en el establecimiento de planos de suelos, fundados en información cualitativa, llegando a una clasificación en gran número de grupos y subgrupos, que puede ser de gran utilidad.
285. Balance de Sales, Eficiencia de Riego y Diseño de Drenaje. (Septiembre - 1970). (Agotado).
286. Infiltración del Agua a Través de los Suelos no Uniformes. (Octubre - 1970). (Agotado).
295. Efecto de Niveles de Humedad del Suelo, Nitrógeno y Potasio en el Crecimiento de la Caña de Azúcar. (Julio 1971). (Agotado).
305. Condiciones de Drenaje Interno en el Distrito de Riego del Rio Yaqui, Son. (Mayo 1972). (Agotado).
306. Dos Casos Específicos de Drenaje Agrícola. (Junio 1972).
Se presentan dos trabajos. El primero se refiere al aspecto económico del drenaje agrícola y se analiza un método de cálculo del óptimo económico mediante el uso de conducciones subterráneas, ofreciendo soluciones gráficas y analíticas. En el segundo trabajo se describe un proyecto de drenaje por tubería para una parte del delta del Nilo y se indica la mejora obtenida en los rendimientos de las cosechas.

315. Riego por Medio de Drenas Subsuperficiales. (Marzo 1973). (Agotado).
317. Efecto de la Temperatura del Suelo sobre el Crecimiento de las Plantas - en los Suelos Salinos. (mayo 1973).
Se presentan los resultados de una investigación para comparar el efecto de diferentes temperaturas del suelo sobre el desarrollo de las plantas en suelos salinos y no salinos, incluyendo fertilización con fósforos. - La investigación se llevó a cabo sobre trébol, mijo y maíz. (Agotado).
321. Desalado en las Zonas Áridas. (Septiembre 1973).
Se describen los métodos más adecuados para desalar las aguas saladas y las aguas salobres; entre ellos, la destilación, la ósmosis, la electrodiálisis y el intercambio de iones. Se sugieren programas para el levantamiento de los recursos de aguas salobres y para la investigación sobre el desalado. Se presentan datos sobre los recursos de aguas salobres - identificados hasta ahora en el Continente Americano. (Agotado).
322. vocabulario de la Ciencia del Suelo. (Octubre 1973). (Agotado).
323. La Salinidad y el Mejoramiento de los Suelos. (Noviembre 1973).
Se estudia el proceso de salinización de los suelos en el curso del tiempo y la influencia que tiene en el mismo el manejo de los propios suelos y las condiciones ecológicas. Se analizan los cambios en la composición de las sales en los suelos regados y las leyes que regulan el ensalitramiento de dichos suelos, y se estudian las medidas que puedan emplearse para corregir la salinidad.
331. Cálculo de la Componente Drenaje en el Escurrimiento del Agua en el Suelo. (Julio 1974).
Se estudian métodos para estimar el drenaje inmediato al riego, en tres tipos de suelo diferentes sembrados con alfalfa. Se estudia la aplicación de una ecuación para obtener el coeficiente de drenaje y se comparan los valores calculados con los realmente medidos, obteniéndose una coincidencia satisfactoria. Se concluye que el coeficiente de drenaje es función del contenido de agua del suelo e independiente del agua extraída por las plantas.
337. El Suelo, Medio Ambiente de las Raíces. (Enero 1975).
Se describe brevemente el origen de los suelos, su formación y evolución, así como sus características generales físicas, químicas y biológicas, - indicando como influyen directamente en el desarrollo de los cultivos.
338. La Salinización del Suelo y del Agua Subterránea bajo una Agricultura. - (Febrero 1975).
Se presenta un estudio a nivel de campo, para evaluar las relaciones - entre distintas clases de cultivo y las concentraciones de sales en el suelo y en el agua subterránea. Se muestra que la variabilidad de la - salinidad depende de la clase de cultivo y de su manejo. Se muestra - también que la salinidad del agua subterránea puede relacionarse con la salinidad del suelo y se indican métodos para determinar el papel que - tiene la agricultura de riego en los problemas que crea la salinidad del

agua subterránea.

341. Metodología establecida para la determinación y solución de los problemas de Drenaje en los Distritos de Riego de la República Mexicana. (Mayo - 1975).
Se analiza la determinación de las condiciones actuales del drenaje y se estudian los factores que originan problemas en relación con el mismo. - Se describen medidas correctivas y preventivas y se dan normas para el cálculo de drenes parcelarios y la construcción de drenes subterráneos.
346. Las Interacciones entre Iones específicos de los Fertilizantes y de las Sales del Suelo. (Octubre 1975).
Se describen dos experimentos en invernadero, uno para determinar el efecto de los fertilizantes sobre el desarrollo y la tolerancia a la salinidad de plantas de cebada, la toxicidad comparativa de los cloruros de sodio y de potasio, y el efecto de ambos sobre la solubilidad del fosforo, y otro, para estudiar el efecto del potasio sobre la toxicidad del sodio, el antagonismo entre los cloruros y los fosfatos y la influencia del sulfato de sodio sobre el rendimiento de la cebada.
351. Salinidad de los Suelos y Calidad del Agua de Riego. (Marzo 1976).
Se dan a conocer diversos trabajos presentados por la Comisión para el Estudio de la Salinidad del Distrito de Riego Núm. 14, Río Colorado e invitados a la Reunión celebrada en Mexicali, B. C., del 30 de Abril al 2 de Mayo de 1975.
Dichos trabajos tuvieron como propósito fundamental, dar a conocer los problemas actuales y probables de salinidad en los Distritos de Riego, con objeto de poder adoptar medidas adecuadas para su solución.
364. Trabajos de Investigación Desarrollados en el Distrito de Riego el Río Yaquí, Son. 1a. Parte. (Abril 1977).
Contiene los siguientes trabajos presentados en diferentes Congresos de la Sociedad Mexicana de la Ciencia del Suelo:
- El Trigo como complemento en la recuperación de los suelos afectados por sales.
- Uso del Agua proveniente de los drenes en la recuperación de los suelos con problemas de sales.
- Caracterización de la afectación salina mediante el uso de transparencias aéreas a color.
- Observaciones sobre el efecto del riego por succión en el rendimiento y desarrollo del maíz.
365. Trabajos de Investigación Desarrollados en el Distrito de Riego el Río Yaquí, Son. 2a. Parte. (Mayo 1977).
Incluye dos trabajos de experimentación sobre salinidad realizados por el personal técnico del Distrito de Riego Núm. 41:
- Evaluación de diferentes fraccionamientos para la aplicación de una lámina de lavado en la recuperación de suelos afectados por sales.
- Evaluación de la tolerancia a las sales de doce variedades de trigo.
366. Definición Óptimo - Económica del Tamaño de Muestra y de la Intensidad de

Lavado para la Recuperación de Suelos con Problemas de Sales. (Junio - 1977). En el presente trabajo se desarrolla una metodología que permite plantear y resolver el problema de minimizar los costos medios esperados de la recuperación de suelos. Para ello considera dos cuestiones: la definición de "un tamaño de muestra" y la selección de un determinado valor de salinidad con el cual se habrá de calcular la lámina de lavado a utilizar.

368. Drenaje Agrícola de la Chontalpa, Tabasco. (Agosto 1977).
En este trabajo se presenta un estudio freaticométrico de la región para caracterizar las condiciones del drenaje agrícola, y así conocer: la distribución y magnitud de las áreas con diferentes condiciones de humedad en el suelo, las causas de enpautamiento y las medidas convenientes para su corrección.
El estudio se complementa con información general del área en cuanto a: suelos, calidad y cantidad de las aguas para riego, clima, tipos y variedades de cultivos, aspectos socio - económicos, etc.
372. Tolerancia de los Cultivos a las Sales. (Diciembre 1977).
Este trabajo intenta compilar y uniformizar todos los datos disponibles de tolerancia a las sales en los últimos 30 años, para presentar una evaluación actual de la tolerancia a las sales de los cultivos agrícolas. Incluye solamente aquellos datos que correlacionan la respuesta de la planta a las sales solubles del suelo y las toxicidades de iones específicos.

V. SUELO Y FERTILIDAD.

53. El Cultivo Algodonero y la Fertilidad de los Suelos en la Región Lagunera. (Julio 1950). (Agotado).
58. Influencia del Suelo Seco sobre la Expansión de las Raíces. (Diciembre - 1950). (Agotado).
51. Fertilizantes, Análisis de los Suelos y Nutrición de las Plantas. (Nov. - 1952). (Agotado).
60. La Infiltración y el Movimiento del Agua en el Suelo durante el Riego. (Abril 1955). (Agotado).
119. La Pérdida de la Materia Orgánica del Suelo. (Sept. 1957). (Agotado).
141. II Estudio y Planeación de las Obras de Riego. (Curso Internacional - Sobre Pequeñas Obras de Riego). C. Estudios Geológicos. TOMO CUARTO. (Septiembre 1958). (Agotado).
142. II Estudio y Planeación de las Obras de Riego. (Curso Internacional - Sobre Pequeñas Obras de Riego). D. Estudios Topográficos. TOMO QUINTO. (Octubre 1958). (Agotado).
143. II Estudio y Planeación de las Obras de Riego. (Curso Internacional - Sobre Pequeñas Obras de Riego). E. Los Estudios de los Suelos. TOMO SEXTO. (Noviembre 1958). (Agotado).
156. Análisis Sísmicos de los Suelos para el Estudio del Movimiento de Tierras. (Diciembre 1959). (Agotado).
159. Efectos de Diversas Mezclas de Fertilizantes sobre el Contenido de Sales de la Solución del Suelo. (Marzo 1960). (Agotado).
164. Algunos Aspectos de los Suelos y del Riego de las Zonas Áridas. (Agosto 1960). (Agotado).
237. Notas sobre la Fertilidad de los Suelos Tropicales y su Mejoramiento. (Septiembre 1966). (Agotado).
266. Influencia de los Factores del Suelo sobre las Necesidades de Agua de los Cultivos. (Febrero 1969). (Agotado).

VI. CONSERVACION

12. El Combate de las Hierbas Acuaticas. (Diciembre 1947). (Agotado).
14. El Combate de la Vegetación en las Obras de los Distritos de Riego. (Febrero 1948). (Agotado).
17. Diseño de Canales para Desagüe de Terrazas, Revestidos de Pasto Azul. (Abril 1948). (Agotado).
18. Método para Proyectar Canales Revestidos de Hierba. (Junio 1948). (Agotado).
25. Canales para Desagüe de Terrazas Revestidas de Pasto Azul de Kentucky. (Enero 1949). (Agotado).
40. Combate de las Hierbas Acuáticas y de las Hierbas de los Bordos de los Canales. (Abril 1950). (Agotado).
41. Plantaciones en Cauces y Bordos para Combatir la Erosión. (Mayo 1950). (Agotado).
56. El Combate de las Hierbas Acuáticas Sumergidas, con solventes aromáticos, en los Sistemas de Riego. (Agosto 1951). (Agotado).
61. Proyecto, Construcción y Uso de una Forma Deslizante para el Revestimiento de Canales en el Distrito de Riego de Arizona, E. U. A. (Enero 1952). (Agotado).
67. Los Freatófitos y su Influencia en las Pérdidas de Agua de las Zona de Bajo Riego. (Julio 1952). (Agotado).
68. La Extirpación de los Freatófitos en los Distritos de Riego. (Agosto 1952). (Agotado).
78. El Revestimiento de los Canales de Riego. (Junio 1953). (Agotado).
83. La Erosión y la Conservación del Suelo en los Estados Unidos. (Noviembre 1953). (Agotado).
99. Cortinas de Arboles contra el Viento. (Marzo 1955). (Agotado).
107. Conservación de la Capacidad de Conducción de los Canales de Riego. (Nov. 1955). (Agotado).
135. Estudio del Asolve de los Vasos de Almacenamiento de Los Estados Unidos. (Marzo 1958). (Agotado).
150. V Operación de los Distritos de Riego. D. Conservación y Mejoramiento de las Obras. (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego). TOMO

- TRECE. (Junio 1959). (Agotado).
166. La Conservación de los Sistemas de Drenaje. (Octubre 1960). (Agotado).
187. Combate Químico de las Malas Hierbas de las Cosechas. (Julio 1962). - (Agotado).
202. Deshierba de Drenes con Draga y un Rastrillo de Nuevo Diseño en el Distrito de Riego el Río Yaqui, Son. (Octubre 1963). (Agotado).
205. Destrucción de la Vegetación Acuática o Semiacuática que invade las Corrientes de Agua. (Enero 1964). (Agotado).
206. Equivalente de Medidas y Factores de Conservación. (Febrero 1964). - (Agotado).
227. Prácticas para el Control de Malezas y Empleo de Herbicidas Químicos para Complementar la Conservación de los Drenes de Riego del Río Yaqui, Son. - (Noviembre 1965.)
Se describen los sistemas actualmente utilizados en el Distrito para la conservación de sus canales principales por medio del uso de herbicidas químicos, a fin de exterminar las malas hierbas que con el tiempo impiden el funcionamiento adecuado de los canales.
270. Terrazas en Bancal para la Conservación del Suelo y el Agua. (Junio 1969) (Agotado).
310. El Combate de las Malas Hierbas en las Areas de Riego de las Zonas Áridas. (Octubre 1972).
Se describen los programas de destrucción de las malas hierbas en el Distrito de Riego de Río Grande de los Estados Unidos. Se estudian con detalle las ventajas e inconvenientes de los métodos mecánicos, de la quema y de los métodos a base de tratamientos químicos, y se llega a la conclusión de que cualquier programa tiene que considerar el uso de diversos métodos.
316. Traslado de la Teoría Agrícola Moderna a la Práctica. (Abril 1973).
Se analiza la necesidad de la investigación como base del progreso y se estudian las normas básicas para hacer llegar las recomendaciones deducidas de los estudios teóricos a los agricultores, para que puedan aplicarlas en la práctica.
329. Los Vientos en la Agricultura y los Rompevientos. (Mayo 1974).
Se estudian los vientos, su origen y sus características. Se describe el papel de los vientos en la agricultura, y sus efectos favorables y adversos para los cultivos. Se estudia el establecimiento de cortinas rompevientos, sus características, su influencia sobre la velocidad del viento y sobre el medio en general, así como sobre el clima del suelo, y sobre la producción de los cultivos en el área protegida. (Agotado)
339. Conservación de los Recursos Naturales. (Marzo 1975).

Se define el concepto de recursos naturales y se hace resaltar su importancia, indicando el mal uso que se ha hecho de ellos. Se describe el Plan Nacional Hidráulico, elaborado para prever las necesidades futuras y el modo de cubrirlas. Se estudian los problemas de conservación de los recursos hidráulicos y las medidas destinadas a evitar su contaminación y a propiciar su aprovechamiento correcto y, a través de ello, incrementar la productividad.

369. Un programa para Conservación de Cuencas Pequeñas. (Septiembre - 1977).

Se presentan las recomendaciones formuladas, a principios de 1977, por el Comité Especial de Estudio del Congreso Nacional del Agua - de los Estados Unidos; para mejorar la Efectividad del Programa de Cuencas Pequeñas ejecutado de acuerdo con la Ley P. L. 566.

Considera ocho áreas de interés: Orientación de Programas, autoridades adicionales, participación pública, planeación de cuencas, - responsabilidades estatales y locales, el tratamiento a las tierras, políticas federales de financiamiento y evaluaciones posteriores de los proyectos.

VII. AGRONOMIA Y ECOLOGIA

1. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular de la Alfalfa. (Enero 1947).
(Agotado).
3. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular del Maíz. (Marzo 1947). -
(Agotado).
4. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular del Chile. (Abril 1947). -
(Agotado).
5. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular de la Papa. (Mayo 1947). -
(Agotado).
6. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular del Frijol. (Junio 1947). -
(Agotado).
8. Crecimiento de las Plántulas de Maíz en Relación con la Temperatura. -
(Agosto 1947). (Agotado).
9. Hábito de Desarrollo de las Raíces del Trigo. (Septiembre 1947). (Agotado)
10. Datos sobre la Mejora del Trigo y del Maíz en México. (Octubre 1947). -
(Agotado).
13. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular del Jitomate. (Enero 1948). -
(Agotado).
21. Las Hormonas Sintéticas como Herbicidas. (Septiembre 1948). (Agotado).
22. La Genética de la Herencia en el Chahuixtle del Maíz. (Octubre 1948). -
(Agotado).
24. El Aumento de la Producción Agrícola como base de la Mejor Alimentación -
del Pueblo de México. (Diciembre 1948). (Agotado).
27. Un Nuevo Herbicida para el Combate de las Hierbas Acuáticas. (Marzo 1949).
(Agotado).
32. Lagunas y Estanques de Peces en la Finca Agrícola para Alimento y Buena -
Utilización de la Tierra. (Agosto 1949). (Agotado).
33. Estanques de Reproducción de Peces. (Septiembre 1949). (Agotado).
34. Manejo de los Huertos de Cítricos en el Valle Bajo del Río Bravo. -
(Diciembre 1949). (Agotado).
37. Progreso de la Lucha Química contra las Malas Hierbas. (Enero 1950). -
(Agotado).

42. Mejoras en la Técnica de la Hibridación del Algodón. (Junio 1950). (Agotado).
58. Nuevas Ideas sobre el Fotoperiodismo. (Octubre 1951). (Agotado).
77. La Caña de Azúcar y el Agua. (Mayo 1953). (Agotado).
84. Períodos de Siembra y Recolección de los Cultivos Anuales en los Distritos de Riego. (Diciembre 1953). (Agotado).
87. Las Variedades del Algodón, su Adaptación a las Diferentes Condiciones. (Marzo 1954). (Agotado).
90. La Piscicultura como Medio para el Combate de las Plantas Acuáticas en Aguas Interiores. (Junio 1954). (Agotado).
92. Plantación y Cultivos Perennes en Contorno. (Agosto 1954). (Agotado).
96. El Nopal y la Oveja. (Diciembre 1954). (Agotado).
101. Prácticas Hidrobiológicas. (Mayo 1955). (Agotado).
103. El Crecimiento de los Árboles y la Lluvia. (Julio 1955). (Agotado).
111. Los Recursos Pesqueros del Sureste de México. (Marzo 1956). (Agotado).
120. Insecticidas contra las Plagas. (Diciembre 1956). (Agotado).
123. Aspectos Biológicos y Económicos de la Pesquería de Sardina, Sardinops, - Caerulea, Girard, 1854 en Aguas Mexicanas del Pacífico. (Marzo 1957). (Agotado).
131. Variedades Mejoradas de Trigo para las Siembras del Ciclo 1957-58. (Noviembre 1957). (Agotado).
132. El Uso de las Plantas Cultivadas para Coberturas y como Abonos Verdes. (Diciembre 1957). (Agotado).
182. Catálogo de Plantas de Interés para la Agricultura con sus nombres Latinos y Vulgares en Español y en Inglés. (Febrero 1962).
Enumeración por orden alfabético en español de los nombres de las plantas, con su traducción al inglés y sus nombres científicos.
199. Por qué Difieren las Necesidades de Fertilizantes y la Composición Mineral de las Plantas. (Julio 1963). (Agotado).
209. Cultivo de Cártamo. (Mayo 1964). (Agotado).
216. Cultivo de Sorgo. (Diciembre 1964). (Agotado).
219. Períodos de Siembra y Recolección de los Cultivos Anuales en los Distri -

- tos de Riego. (Marzo 1965). (Agotado).
223. El Papel de la Genética en la Mejora de la Eficiencia del Uso del Agua - por las Cosechas. (Julio 1965).
Cita, a grandes rasgos, diversos estudios genéticos que se han realizado con el objeto de mejorar la eficiencia del uso del agua por los cultivos.
230. Comportamiento del *Heliothis* spp. en Siembras de Algodonero, tratadas con Liberaciones masivas de Trichograma en la Comarca Lagunera. (Feb. 1966).
Análisis detallado de cómo, cuándo y cuántos parásitos del género trichograma se deben liberar para combatir al gusano bollero del género *Heliothis*, el cual o es inmune a los insecticidas o bien, por razones naturales o económicas, no es posible controlar químicamente.
243. El Cultivo de la Fresa. (Marzo 1967).
Se recomiendan algunos métodos para el cultivo de la fresa en zonas con condiciones similares a las de la Parte Oriental de Estados Unidos, que es la región donde se desarrolló el presente estudio.
246. La Rodadora o Cardo Ruso (*Salsola Kali* L., Var. *Tenuifolia* Taush) en los Distritos de Riego. (Junio 1967). (Agotado).
251. Influencia del Zinc sobre el Desarrollo de las Hortalizas en la Región - del Bajío. (Noviembre 1967). (Agotado).
254. Insectos e Insecticidas, Malas Hierbas y Herbicidas. (Febrero 1968). - (Agotado).
259. Praderas Tecnificadas tipo Temascalcingo. (Julio 1968).
Se describen las características generales del Valle de Temascalcingo; - se analizan sistemas que se han implantado en esta zona para obtener los máximos beneficios con el debido aprovechamiento de los recursos técnicos, económicos y naturales.
265. Se pueden reducir las Pérdidas causadas por la Pudrición de la Raíz en - el Algodón. (Enero 1969). (Agotado).
284. Los Distritos de Riego y la Genética. (Agosto 1970). (Agotado).
287. Utilidad de los Análisis de Tejidos Vegetales. (Nov. 1970). (Agotado).
298. Aplicación de Métodos Climatológicos a los Problemas de la Introducción de Nuevos Cultivos. (Octubre 1971). (Agotado).
299. Período de Siembra y Recolección de los Cultivos Anuales de los Distritos de Riego. (Noviembre 1971). (Agotado).
303. Las Técnicas Nucleares y la Revolución Verde. (Marzo 1972). (Agotado).
304. El Cultivo del Arroz en el Noreste y sus Problemas Agronómicos. -

(Abril 1972).

Se estudia el cultivo del arroz en el Distrito de Riego No. 10, Culiacán. Se describe su importancia con respecto a los demás cultivos del Distrito. Como Aspecto fundamental se dan a conocer las investigaciones realizadas para reducir el coeficiente de riego, y se hacen recomendaciones para lograr este objetivo.

319. El Uso del Muestreo Aleatorio en la Investigación de Campo de los Distritos de Riego. (Julio 1973). (Agotado).
326. Temperatura y Humedad de las Tierras. (Febrero 1974).
Se estudia la relación entre el aire y el suelo a través del vegetal, las manifestaciones y variaciones del calor del suelo y la medida del mismo, la importancia del factor agua y de sus movimientos dentro del suelo, la medida de la humedad del suelo y el complejo aguacalor de los suelos que determina el clima del suelo.
327. La Lluvia y los Cultivos. (Marzo 1974).
Se describen: el ciclo hidrológico y los meteoros acuosos; la medición de la lluvia; el papel de la lluvia en la agricultura; los regímenes pluviales en México; la adaptación de los cultivos a los climas. Se estudia además, el fenómeno de las tormentas, incluidas las de granizo, sus causas y su pronóstico. (Agotado).
328. Desarrollo histórico de los Diferentes Cultivos en los Distritos de Riego de México, 1960-61 a 1971-72. (Abril 1974).
Se presentan en cuadros específicos para cada uno de los cultivos practicados en las áreas de los Distritos de Riego, y para cada uno de los ciclos comprendidos entre 1960-61 y 1971-72, la superficie cosechada, el rendimiento medio en toneladas por hectárea, la producción en toneladas, el precio medio rural por tonelada y el valor de la cosecha.
334. La Soya, su Cultivo y Usos. (Octubre 1974).
Se dan datos de la producción mundial y nacional de soya. Se describe la planta, se estudia su ecología, sus variedades, las prácticas de cultivo, las principales investigaciones llevadas a cabo en México y en los Estados Unidos, y las plagas y enfermedades. Se presentan datos sobre costos de producción. Se describen los usos que tiene la soya y su importancia para la alimentación del hombre.
352. Praderas Tecnificadas tipo Temascalcingo, en el Centro Nacional para Educación, Investigación y Extensión de la Zootecnia. (Abril 1976).
Se presentan los resultados de una investigación realizada sobre el establecimiento y utilización de praderas tecnificadas, llevadas a cabo conjuntamente por Técnicos de la Facultad de Veterinaria y Zootecnia de la UNAM y de la Subsecretaría de Operación de la S. R. M. Se proporciona información sobre el uso de agua, los rendimientos y los aspectos económicos de la producción.

361. Aspectos Ecológicos del Combate de las Plantas Acuáticas. (Enero 1977). Se describen sucintamente los problemas que acarrea la presencia de hierbas acuáticas en la infraestructura de riego tales como: deficiencias en la operación y conservación de los sistemas de riego, reducción de la capacidad de las obras, etc. Se examina el impacto ecológico que ocasionaría el combate químico de las malas hierbas acuáticas en el Oeste de los Estados Unidos.
370. Producción de Maíz Forrajero Regado con Aguas Negras en el Distrito de Riego No. 88, Chiconautla, Méx. (Octubre 1977). El presente trabajo es un reporte de 15 experimentos de campo establecidos en el Distrito 88, para la producción de maíz forrajero. En cada uno de ellos se emplearon diferentes fórmulas de fertilización, tipos de semillas, prácticas culturales, etc., con objeto de obtener información relacionada con las recomendaciones óptimo - económicas de los insumos y de las prácticas para la producción de dicho forraje. Se describen los procedimientos seguidos en los experimentos, el método estadístico empleado para el análisis de los datos y las conclusiones que se infieren de los resultados.

VIII. ECONOMIA Y ADMINISTRACION

15. Estudio Técnico y Económico sobre Quince Distritos de Riego de los Estados Unidos. (Marzo 1948). (Agotado).
28. El Distrito de Riego Central de Arizona, U. S. A. (Abril 1949). (Agotado).
31. Problemas de la Mecanización de las Pequeñas Fincas Agrícolas. (Julio 1949). (Agotado).
35. La Agricultura en la Economía de las Naciones Latinoamericanas. (Noviembre 1949). (Agotado).
46. El Caballo y el Tractor. (Octubre 1950). (Agotado).
60. Planeación Agrícola del Distrito de Riego de Tehuantepec, Oax. desde el Punto de Vista del Clima y de las Disponibilidades Hidráulicas. (Diciembre 1951). (Agotado).
82. El Riego en Relación con la Producción de Alimentos. (Octubre 1953). (Agotado).
88. La Operación y Conservación de los Distritos de Riego. (Abril 1954). (Agotado).
89. Función Económica y Social de los Distritos de Riego. (Mayo 1954). (Agotado).
102. El Método Fisiológico - Matemático Mincherlich para el Aumento de la Productividad de las Tierras. (Junio 1955). (Agotado).
112. Planeación Agrícola, su Aspecto Económico y Social. (Abril 1956). (Agotado).
122. Importancia del Aprovechamiento óptimo del Agua en los Distritos de Riego. (Febrero 1957). (Agotado).
126. Croquis de los Distritos de Riego en Operación. (Junio 1957). (Agotado).
128. Glosario de Términos Empleados en los Distritos de Riego. (Agosto 1957). (Agotado).
167. Costo de Distribución del Agua de Riego por el Método de Aspersión. (Noviembre 1960). (Agotado).
180. Resumen de la Situación Económica de la Agricultura y la Ganadería en México. (Diciembre 1961). (Agotado).
183. Financiamientos. (Marzo 1962). (Agotado).

190. Estudio Económico Comparativo entre los Costos de Construcción de Sistemas de Riego con Canales de Tierra y Sistemas de Riego con sus Canales Revestidos de Concreto. (Octubre 1962).
Análisis de los factores que intervienen en el costo para operar canales de tierra y la diferencia con los resultados que se obtienen en la operación con canales revestidos de concreto.
198. Análisis Económico de Dieciocho Productos Agrícolas Importantes del País. (Junio 1963). (Agotado).
200. Productividad Económica Bruta de las Tierras de Riego, Dentro de los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1959-60. (Agosto 1963). (Agotado).
207. Evaluación de Inversiones para la Recuperación de Tierras desde el punto de vista de la Economía Nacional. (Marzo 1964). (Agotado).
213. Cuantificación de los Factores del Desarrollo Agrícola de México. (Septiembre 1964). (Agotado).
214. Modelo de Programación Inter-regional para la Planificación del Desarrollo Agrícola. (Octubre 1964). (Agotado).
215. Postulados, Fundamentos y Posibilidades de la Planificación. (Noviembre 1964). (Agotado).
232. Dinámica del Desarrollo Agrícola de México. (Abril 1966). (Agotado).
241. Estudio Estadístico sobre los Rendimientos del Maíz en los Distritos de Riego de México. (Enero 1967). (Agotado).
271. Plan de Rehabilitación del Distrito de Riego de la Región Lagunera. (Julio 1969). (Agotado).
280. Algunas Aplicaciones de los Métodos Estadísticos a la Operación de los Distritos de Riego. (Abril 1970). (Agotado).
294. El Valle de Mexicali. (Junio 1971). (Agotado).
297. Administración por Objetivos. (Septiembre 1971).
Se explica el significado y alcance de la administración por objetivos y se describen las relaciones entre jefes y subordinados, el concepto de dirección y la organización de las estructuras, analizando los conceptos de planeación, programación, comunicación, coordinación, control, responsabilidad y autoridad.
300. El Ejido Piloto de "Presa de Pastores" en El Bajío. (Diciembre 1971). (Agotado).
309. Hacia un Programa Nacional de Organizaciones Agropecuarias. (Septiembre 1972).

Se justifica la necesidad de organizar a los productores de los distritos de riego y se delinea un programa para tal fin, señalando las ventajas del mismo y sus principales objetivos. Se indica cuales serían la participación institucional y las medidas iniciales y se dan normas para la selección de unidades piloto.

312. La Administración del Agua Base de la Agricultura Moderna. (Diciembre - 1972).
Se estudian los problemas de una buena administración de agua y se señalan los principios básicos para lograrla. Se indica la necesidad de adoptar nuevas técnicas, así como las cuestiones fundamentales a que tienen que atender los gobiernos para lograr cambios de importancia en la administración del agua.
345. Los Distritos de Riego en México fundamentos legales para su creación y Operación. (Julio 1975). (Agotado).
346. Los Distritos de Riego de México - Evolución - Operación - Conservación - Administración - Tecnificación. (Agosto 1975).
Se describe la historia de los Distritos de Riego en México, su organización actual y su marco legal, los logros obtenidos con su operación, los problemas de su conservación y administración, las actividades desarrolladas para la tecnificación del riego y el mejoramiento a nivel parcelario, y el impacto de la obra hidráulica en la economía nacional.
347. Relaciones entre la Agricultura y las Carreteras en los Países en Vías de Desarrollo. (Noviembre 1975).
Se estudia la influencia que puede tener un camino sobre el desarrollo socio-económico y agrícola de su Área de Influencia. Se analizan algunos de los problemas que surgen para la determinación de los beneficios inducidos por un nuevo camino y los reflejos de éste sobre el empleo de la mano de obra agrícola utilizada anteriormente para los transportes.
352. Las Cooperativas y el Desarrollo Económico en los Países Tropicales. (Mayo 1976).
Se estudian las carencias estructurales en el proceso del desarrollo en lo que se refiere al fenómeno de la asociación. Se analiza la situación económica de los países en desarrollo de las regiones tropicales, y se muestra el papel que pueden tener las cooperativas en el citado proceso.
356. Un Nuevo Enfoque de la Aplicación de la Ingeniería Civil en los Distritos de Riego. (Agosto 1976).
Ante la necesidad de aprovechar al máximo los recursos hidráulicos disponibles en el país, debido al excesivo crecimiento demográfico, se plantea un enfoque que permitiría dotar a los proyectos de los Distritos de Riego de un sentido realista, enmarcándolos en condiciones de obtener resultados óptimos a partir de hipótesis fundamentadas y con la menor recurrencia posible a técnicas y coeficientes empíricos.

360. La Operación de un Distrito de Riego del Sur de Italia. (Diciembre 1976)
Se describen las condiciones ambientales del área del distrito de riego estudiado, así como los problemas que ofrece el funcionamiento de la red de riego y el cálculo de las necesidades hídricas, las dotaciones, los volúmenes de riego y los turnos para el uso del agua.
363. Monografía de un Distrito de Riego. El Río Colorado. (Marzo 1977).
En este trabajo se presenta una Reseña Histórica de la Cuenca del Río Colorado, las obras que se han realizado, los problemas de salinidad, sus soluciones, obras de rehabilitación; así como, las características generales de El Río Colorado y el Distrito de Riego No. 14.
367. Guía para la Operación de Distritos de Riego. (Julio 1977).
En el presente trabajo se hace una explicación de las labores, normas y procedimientos que a juicio del autor, constituyen la Operación de un Distrito de Riego en la parte relativa a la Distribución y Manejo del Agua. Considera, entre otros, los siguientes aspectos: análisis y manejo de la información necesaria para la operación del Distrito, elaboración de Plan de Riegos, proceso de distribución del agua de riego, factores que interfieren la operación y procedimientos especiales a seguir en casos de emergencia (lluvia, escasez y avenidas).

IX. OTROS

19. El Abastecimiento de Agua a la Ciudad de México. (Julio 1948). (Agotado)
29. Postes para Comunicación Telefónica y Conducción Eléctrica. (Mayo 1949). Se describen las variedades de postes; cómo conservarlos, dónde y en qué forma colocarlos, así como la diversidad de usos que se les da.
75. La Revolución Causada por la Ingeniería en la Agricultura de los E. U. A. (Marzo 1953). (Agotado).
93. Selección de Motores Eléctricos. (Septiembre 1954); (Agotado).
110. Polución, Contaminación Industrial, Agrícola y Doméstica de las Aguas. - (Febrero 1956). (Agotado).
114. El Problema de la Escasez de Agua en los Estados Unidos. (Junio 1956). - (Agotado).
125. Perspectivas de las Disponibilidades Futuras de Agua en los Estados Unidos. (Mayo 1957). (Agotado).
152. Signos Convencionales y Especificaciones para Dibujo de Planos. (Agosto 1959). (Agotado).
212. El Problema de la Alimentación en América Latina. (Agosto 1964). (Agotado)
301. Fundamentos y Alcance de la Ley Federal de Aguas de 30 de Diciembre 1971. (Enero 1972). (Agotado).
325. La Divulgación de la Tecnología Favorece a los Agricultores. (Enero 1974) Se indica la conveniencia de divulgar la nueva tecnología, clasificando al efecto los tipos de sociedades desde el punto económico y señalando su grado de progreso. Se analizan los diferentes métodos de divulgación en relación con los aspectos técnicos y sociales. Se describen los sistemas de comunicación de los resultados de las investigaciones.

INSTRUCTIVOS TECNICOS

1. Instalación y Manejo del Limnigrafo Stevens Tipo P. (Junio 1948) (Agotado)
2. Instructivo para el Manejo de la Forma Destinada al Registro del Régimen de Almacenamientos en los Vasos (Julio 1948).
3. Instructivo para el Manejo de las Formas de Conservación de Obras que Usarán los Distritos de Riego (Agosto 1948) (Agotado).
4. Instructivo para el Manejo de las Formas que servirán para Rendir la Información Mensual sobre Distribución de Aguas en los Distritos Nacionales de Riego (Septiembre 1948).
5. Instructivo para el Manejo de las Formas que servirán para Rendir los Informes Mensuales sobre Distribución de Aguas de Bombeo, en los Distritos Nacionales de Riego (Octubre 1948)
6. Reglamento para las Visitas de Inspección de Auditoría de las Dependencias de la Dirección General de Distritos de Riego (Noviembre 1948) (Cancelado y Agotado).
7. Instructivo sobre Datos que se Acompañarán a las Solicitudes de Perforación de Pozos e Información que debe Rendirse hasta poner en Operación Las Plantas de Bombeo (Diciembre 1948) (Agotado).
8. Instructivo para Formular los Presupuestos Anuales de los Distritos de Riego (Enero 1949) (Cancelado y Agotado).
9. Instructivo sobre el Contenido Esencial de las Normas Reglamentarias Económicas para la Distribución de Aguas en un Distrito de Riego (Febrero 1949) (Agotado).
10. Instructivo para la Nomenclatura de Canales y Estructuras en los Distritos Nacionales de Riego (Marzo 1949) (Agotado).
11. Instructivo para el Manejo de las Formas E.A.1 e E.A.9 destinadas al Envío de los Datos de Producción Agrícola en los Distritos de Riego (Abril 1949) (Agotado).
12. Instructivo para la formulación de Planes de Riego en los Distritos. 2a. Edición (Diciembre 1958).
13. Instructivo para la Observación y Registro de las Temperaturas en las Estaciones Meteorológicas de los Distritos Nacionales de Riego (Junio 1949) (Agotado).
14. Instructivo para la Observación y Registro de la Precipitación en las Estaciones Meteorológicas en los Distritos Nacionales de Riego (Julio 1949)

15. Instructivo para la Observación y Registro de la Evaporación en las Estaciones Meteorológicas de los Distritos Nacionales de Riego (Agosto 1949)
16. Instructivo para Hacer los Cargos Fijos en la Operación de la Maquinaria (Septiembre 1949) (Agotado).
17. Instrucciones Generales para la Formulación de los Presupuestos Anuales en los Distritos de Riego (Diciembre 1951) (Agotado).
18. Instructivo para llenar las Formas C-1 y C-3 relativas a la Distribución de la Posesión de la Tierra y la Forma de Asociación de los Usuarios de los Distritos de Riego (Junio 1952). (Agotado).
19. Instrucciones Generales para la Rendición de Informes Mensuales del Ejercicio del Presupuesto (Cancelado y Agotado).
20. Instrucciones sobre Contabilidad de los Distritos de Riego en Operación (Primera Parte) (Enero 1954) (Agotado).
21. Instructivo para Determinar la Superficie que puede Regar cada Usuario en Función del Volumen de agua Disponible (Enero 1954) (Agotado).
22. Instrucciones para la Rendición de la Cuenta a la Secretaría de Hacienda y Crédito Público por el Movimiento de Fondos entre los Distritos de Riego en Operación (Agosto 1955) (Agotado).
23. Instructivo de Contabilidad sobre los Distritos de Riego en Operación -- (Segunda Parte) (Agotado).
24. Instructivo para la Operación y Conservación de los Distritos de Riego - (Noviembre 1958).
25. Instructivo para el Control en el Ejercicio de los Planes de Riego (Noviembre 1962).
26. Instructivo para el Manejo de las Formas EM-1 y EM-2 Relativas a la Mecanización de la Agricultura en los Distritos de Riego (Diciembre 1962).
27. Instructivo para el Manejo de las Formas E.F.1 y E.F.2 relativas al Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego (Septiembre 1965).
28. Instructivo para el Manejo de la Forma Modelo 7, relativa a Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos (Octubre 1971) (Agotado).
29. Instructivo para el Manejo de las Formas E.V.M.-1, E.V.M.-2 relativas al Uso de Semillas de Variedades Mejoradas en los Distritos de Riego (Octubre 1971) (Agotado).
30. Normas para la Aplicación del Artículo 60 de la ley Federal de Aguas (Julio 1973).

31. Instructivo para la obtención y Envío de los Datos Destinados a Elaborar - el Avance Mensual del Desarrollo del Ciclo Agrícola (Agosto 1974).
32. Instructivo para el Manejo de las Formas E.A.4, E.A.5 y E.A.6, relativas a la Producción Pecuaria; a la Producción Industrial Agrícola y a la Producción de Semillas Mejoradas Respectivamente. (Agosto 1975).

Instrucciones Generales para la Localización y Diseño de Canales y sus Estructuras Menores (2a. Edición 1961).

PUBLICACIONES LEGALES

1. Normas Reglamentarias Económicas y Provisionales para la Distribución de las Aguas y Conservación de las Obras en los Distritos de Riego del Bajo Río San Juan, Tamps. (Marzo 1949) (Agotado).
2. Ley de Riegos (Abril 1949).
3. Ley Federal de Colonización (Mayo 1949) (Agotado).
4. Ley de Aguas de Propiedad Nacional y su Reglamento (Junio 1951) (Quinta Edición) (Cancelada).
5. Ley Reglamentaria del Párrafo V y del Artículo 27 Constitucional en Materia de Aguas del Subsuelo (Diciembre 1951) (Agotado).
6. Acuerdo Presidencial que Crea Consejos Consultivos en los Distritos de Riego (Junio 1952) (Cancelado y Agotado).
7. Tabulador para el Personal de Lista de Raya y Reglamento para su Aplicación (Septiembre 1952) (Agotado).
8. Disposiciones Legales sobre los Comités Directivos de los Distritos de Riego (Mayo 1956).
9. Ley Reglamentaria del Párrafo V del Artículo 27 Constitucional en Materia de Aguas del Subsuelo (Segunda Edición) (Enero 1957) (Agotado).
- Ley Reglamentaria del Párrafo V del Artículo 27 Constitucional en Materia de Aguas del Subsuelo de 29 de diciembre de 1956 y su Reglamento de 27 de Febrero de 1958 (Mayo 1969).
11. Disposiciones relativas a los Distritos y Unidades de Riego supervisados -- (Octubre 1966)
12. Ley Federal de Reforma Agraria (Agosto 1971) (Agotado).
13. Ley Federal de Aguas de 31 de diciembre de 1971 (Enero 1972).

INFORMES ESTADISTICOS

1. Estadística Agrícola del Ciclo 1945-1946
2. Estadística Agrícola del Ciclo 1946-1947
3. Estadística Agrícola del Ciclo 1947-1948
4. Estadística Agrícola del Ciclo 1948-1949
5. Estadística Agrícola del Ciclo 1949-1950
6. Estadística Agrícola del Ciclo 1950-1951
7. Estadística Agrícola del Ciclo 1951-1952
8. Estadística Agrícola del Ciclo 1952-1953
9. La Distribución de la Propiedad y la Forma de Asociación de los Usuarios en los Distritos de Riego (Septiembre 1955).
10. Estadística Agrícola del Ciclo 1953-1954.
11. Estadística Agrícola del Ciclo 1954-1955
12. Estadística Agrícola del Ciclo 1955-1956 (Agotado).
13. Estadística Agrícola del Ciclo 1956-1957
14. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1957-1958
15. La Distribución de la Propiedad y la Forma de Asociación de los Usuarios en los Distritos de Riego en el año 1958-59 (Octubre 1959)
16. Estadística Agrícola del Ciclo 1957-1958
17. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1958-1959.
18. Estadística Agrícola del Ciclo 1958-1959
19. Superficies Regadas, Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1959-1960 (Julio 1961)

20. Estadística Agrícola del Ciclo Agrícola 1959-1960 (Diciembre 1961) (Agotado)
21. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1960-1961 (Octubre 1962) (Agotado).
22. Estadística Agrícola del Ciclo 1960-1961 (Diciembre 1962).
23. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1961-1962 (Septiembre 1963) (Agotado).
24. Estadística Agrícola del Ciclo 1961-1962 (Septiembre 1963) (Agotado).
25. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1962-1963 (Junio 1964)
26. Estadística Agrícola del Ciclo 1962-1963)
27. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1962-1963 (Septiembre 1964)
28. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1963-1964 (Agosto 1965)
29. Estadística Agrícola del Ciclo 1963-1964 (Octubre 1965)
30. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1963-1964 (Septiembre 1965)
31. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo 1964-1965
32. Estadística Agrícola del Ciclo 1964-1965 (Octubre 1966) (Agotado).
33. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1964-1965 (Septiembre 1966)
34. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1965-1966 (Agosto 1967)
35. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua en los Distritos de Riego Ciclo Agrícola 1965-1966 (Septiembre 1967)
36. Estadística Agrícola del Ciclo 1965-1966 (Octubre 1967)
37. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego, Ciclo 1965-1966 (Noviembre 1967)
38. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1966-1967 (Agosto 1968) (Agotado)

39. Estadística Agrícola del Ciclo 1966-1967 (Septiembre 1968) (Agotado)
40. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1966-1967 (Agosto 1968)
41. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1966-1967 (Octubre 1968)
42. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola - 1967-1968 (Julio 1969)
43. Estadística Agrícola del Ciclo 1967-1968 (Septiembre 1969)
44. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1967-1968 (Agosto 1969)
45. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1967-1968 (Octubre 1969)
46. Costos de Producción de los principales Cultivos en los Distritos de Riego (Octubre 1969) (Agotado)
47. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola - 1967-1969 (Julio 1970)
48. Estadística Agrícola del Ciclo 1968-1969 (Agosto 1970)
49. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1968 (Julio 1970) (Agotado).
50. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1968-1969 (Octubre 1970)
51. Producción de la Ganadería de las Industrias y de las Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1968-1969 (Diciembre 1970)
52. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola -- 1969-1970 (Julio 1971) (Agotado)
53. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1969-1970 (Julio 1971) (Agotado)
54. Estadística Agrícola del Ciclo 1969-1970 (Octubre 1971) (Agotado)
55. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1969-1970 (Octubre 1971) (Agotado).
56. Producción de la Ganadería, de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1969-1970 (Diciembre 1971)

57. Estadística Agrícola del Ciclo 1970-1971 (Agosto 1972)
58. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1970-1971 (Noviembre 1972)
59. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1970-1971 (Octubre 1972).
60. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1970-1971 (Noviembre 1972) (Agotado)
61. Producción de la Ganadería, de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1970-1971 (Diciembre 1972)
62. Estadística Agrícola del Ciclo 1971-1972 (Julio 1973)
63. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1971-1972 (Octubre 1973)
64. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1971-1972 (Octubre 1973)
65. Costos de Producción de los Cultivos en los Distritos de Riego de la Zona Centro (Diciembre 1973)
66. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1971-1972 (Noviembre 1973)
67. Producción de la Ganadería de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1971-1972 (Diciembre 1973)
68. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego, Ciclo 1972-1973 (Octubre 1974)
69. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1972-1973 (Octubre 1974) (Agotado)
70. El Uso de los Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1972-1973 (Noviembre 1974)
71. Estadística Agrícola 1972-1973 (Diciembre 1974) (Agotado).
72. Producción de la Ganadería, de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego, en el Ciclo Agrícola 1972-1973 (Diciembre 1974).
73. Costos de Producción de los Cultivos en los Distritos de Riego de las Zonas Golfo de México y Sur (Agosto 1975).
74. Estadística Agrícola del Ciclo 1973-1974 (Octubre 1975)
75. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1973-1974 (Octubre 1975)

76. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego, Ciclo 1973-1974 (Octubre 1975)
77. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo 1973-1974 - (Noviembre 1975)
78. Producción de la Ganadería, de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1973-1974 (Diciembre 1975)
79. Estadística Agrícola del Ciclo 1974-1975 (Octubre 1976)
80. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola -- 1974-1975 (Noviembre 1976).
81. Costos de Producción de los Cultivos en los Distritos de Riego de la Zona Norte Centro.
82. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego, Ciclo 1974-1975 (Noviembre 1976)
83. Producción de la Ganadería de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1974-1975 (Diciembre 1976)
84. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1974-1975 (Noviembre 1976).
85. Estadística Agrícola de los Distritos de Riego en el Ciclo 1975-1976 (Agosto 1977)

INFORMES BIBLIOGRAFICOS

1. Publicaciones Recibidas de marzo a junio de 1962 (Octubre 1962)
2. Publicaciones Recibidas de julio a diciembre de 1962 (Enero 1963)
3. Publicaciones Recibidas de enero a marzo de 1963 (Abril 1963)
4. Publicaciones Recibidas de abril a junio de 1963 (Julio 1963)
5. Bibliografía parcial sobre los Principales Temas relacionados con la Irrigación (Septiembre 1963)
6. Publicaciones Recibidas de julio a septiembre de 1963 (Noviembre 1963)
7. Publicaciones Recibidas de octubre a diciembre de 1963 (Enero 1964)
8. Publicaciones Recibidas de enero a marzo de 1964 (Junio 1964)
9. Publicaciones Recibidas durante el trimestre abril-mayo-junio de 1964 (Septiembre 1964)
10. Publicaciones Recibidas durante el trimestre julio-agosto-septiembre - de 1964 (Noviembre 1964)
11. Publicaciones Recibidas durante el trimestre octubre-noviembre-diciembre de 1964 (Enero 1965)
12. Publicaciones Recibidas durante el semestre enero a junio de 1965 (Julio 1965)
13. Publicaciones recibidas durante el semestre julio a diciembre 1965 (Enero 1965).
14. Publicaciones Recibidas durante el semestre enero a junio de 1966 (Julio 1966)
15. Publicaciones Recibidas durante el semestre de agosto a diciembre de - - 1966 (Enero 1967)
16. Publicaciones Recibidas durante el semestre de enero a junio de 1967 (Julio 1967)
17. Publicaciones Recibidas durante el semestre de julio a diciembre de 1967 (Enero 1968)
18. Publicaciones Recibidas durante el semestre de enero a junio de 1968 (Julio 1968)

19. Publicaciones Recibidas durante el semestre de julio a diciembre de 1968 (Enero 1968)
20. Publicaciones Recibidas durante el semestre de enero a junio de 1969 (Julio 1969)
21. Publicaciones Recibidas durante el semestre de julio a diciembre de 1969 (Enero 1970)
22. Publicaciones Recibidas durante el semestre de enero a junio de 1970 (Julio 1970)
23. Publicaciones Recibidas durante el semestre julio a diciembre de 1970 (Diciembre 1970)
24. Publicaciones Recibidas durante el semestre enero a junio de 1971. (Julio 1971)
25. Publicaciones Recibidas durante el semestre de julio a diciembre de 1971 (Diciembre 1971)

MEMORIA DEL TERCER SEMINARIO LATINOAMERICANO DE IRRIGACION

- Tomo I. Generalidades del Seminario, Grandes Proyectos e Investigaciones.
- Tomo II. Hidrología, Azolves, Geología.
- Tomo III. Suelos
- Tomo IV. Estudios Geohidrológicos
- Tomo V. Diseño y Construcción
- Tomo VI. Pequeña Irrigación
- Tomo VII. Organización de los Distritos de Riego
- Tomo VIII. Cuotas
- Tomo X. Conservación
- Tomo XI. Ingeniería de Riego y Drenaje
- Tomo XII. Agricultura (Agotado)
- Tomo XIII. Legislación
- Tomo XIV. Discursos, Informes y Resoluciones. (Agotado).

MEMORIA DEL SEMINARIO SOBRE EL MEJOR APROVECHAMIENTO DEL AGUA DE RIEGO,
OAXTEPEC, MOR., 1969.

Tomo Unico (Agotado).

CARACTERISTICAS DE LOS DISTRITOS DE RIEGO

Primera Edición, 1967, Tomos I, II y III (Agotadas).

Segunda Edición, 1969, Tomos I, II y III (Agotadas).

Tercera Edición, 1970, Tomos I, II y III (Agotadas).

Cuarta Edición, 1973, Tomos I, II y III

Quinta Edición, 1976, Tomos I, II y III

MEMORANDUM TECNICO 1978

- NUM. 373 (ENERO) METODOS PARA ESTIMAR LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA "K"
- NUM. 374 (FEBRERO) DISEÑO, PROYECTO Y ESTABLECIMIENTO DE EQUIPOS DE RIEGO POR GOTEO.
- NUM. 375 (MARZO) ANALISIS Y DISEÑO DE SISTEMAS DE RIEGO POR ASPERSION
- NUM. 376 (ABRIL) CALCULO DE NECESIDADES DE MAQUINARIA AGRICOLA Y VALORACION DE COSTOS.
- NUM. 377 (MAYO) EL SEGURO AGRICOLA. ORGANIZACION ACTUAL Y OBJETIVOS.
- NUM. 378 (JUNIO) MANUAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION DE INVERNADEROS FAMILIARES PARA LA PRODUCCION DE HORTALIZAS CON RIEGO POR GOTEO.
- NUM. 379 (JULIO) RIEGO POR ASPERSION EN EL CULTIVO DEL CARTAMO EN PARCERLAS EJIDALES.
- NUM. 380 INSTRUCTIVO PARA EL MANEJO Y REPORTE DE EXPERIMENTOS AGRICOLAS BAJO CONDICIONES DE RIEGO (AGOSTO).
- NUM. 381 PLANEACION Y DISEÑO DE RIEGO (SEPTIEMBRE)
- NUM. 382 COMB, CUANDO Y CUANTO PASTOREAR (OCTUBRE).
- NUM. 383 RECOMENDACIONES PRACTICAS SOBRE RIEGO POR GOTEO (NOVIEMBRE).
- NUM. 384 EVALUACION DEL METODO DE RIEGO POR ASPERSION BASADA EN PATRONES DE APLICACION. (DICIEMBRE).
- NUM. 385 PROYECTO DE DRENAJE SUPERFICIAL (ENERO-1979)



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

**V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO**

PROYECTOS DE PLANTAS DE BOMBEO

**ING. OSCAR PLAISANT WONG
ING. RODOLFO ORTEGA A.
AGOSTO-SEPTIEMBRE 1982**

CAPITULO I

PROYECTOS DE PLANTAS DE BOMBEO

I - 1. - Estudios y datos para un Proyecto.

En todo proyecto de riego, es necesario llevar a cabo una serie de estudios mediante los cuales, se conocen y obtienen los datos del problema para darle la solución adecuada o conveniente.

En el caso de una planta de bombeo para riego, estos estudios son semejantes a los que origina cualquier otro aprovechamiento para la misma finalidad.

A continuación se citan los que generalmente se efectúan y los datos que se obtienen de ellos una vez realizados; no se dirá la manera de efectuarlos ya que existen trabajos sobre estos temas publicados por la S. R. H., los cuales se recomienda consultarlos. Únicamente se tratarán en forma detenida aquellos puntos que se relacionan directamente con el problema, cuando se juzgue necesarios.

Tomando en cuenta la etapa en que se efectúen estos estudios y lo que comprenden, se clasifican en: Preliminares y Definitivos.

Con los primeros se recaban los datos y características básicas que definen al aprovechamiento y se está en la posibilidad de dictaminar su factibilidad, perspectiva y trascendencia. Con los segundos se conocen en detalle, los elementos para elaborar el proyecto y suelen agruparse, ambos estudios, dada su finalidad en:

Topográficos	Agrológicos
Hidrológicos	Agro-económicos
Geológicos	Socio-económicos
Mecánica de Suelos	Aspecto constructivo

Estudios Preliminares.

Considerando la metodología señalada para el desarrollo de la comunidad rural que ha adoptado la Dirección General, los estudios preliminares consisten fundamentalmente en una visita de inspección, cuyos objetivos principales son:

- Definir la factibilidad del aprovechamiento
- Verificar si se tienen las condiciones mínimas que exige la obra, MODELO MEXICO No. 8, de acuerdo con la estrategia del desarrollo del Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural.
- Jerarquizar los estudios previos correspondientes, tales como: Hidrológicos, Topográficos, Socio-económicos, etc.

Con el fin de facilitar la labor del personal encargado de estas visitas de inspección, se ha elaborado un cuestionario en el que se destacan los aspectos sociales y técnicos más importantes, que permiten diagnosticar lo favorable, posible, o desfavorable del aprovechamiento.

Se estima que un proyecto es favorable cuando existe la ausencia de problemas, tanto de aspecto técnico como social, por ejemplo, los relativos a limitaciones hidrológicas, tenencia de la tierra, ausencia de interés por el tipo de obra, etc.

En las obras consideradas como posibles, los problemas que existen, de cualquier índole, pueden ser superados de inmediato o en un plazo más o menos corto.

Se dice que un proyecto es desfavorable cuando los problemas inherentes tienen un grado de dificultad tal, que en algunos casos son insuperables y en otros la solución de ellos llevaría un tiempo considerablemente largo, de tal suerte, que se aconseja suspender de inmediato cualquier otro estudio, en tanto no sean superados esos problemas, por ejemplo: los relativos al aspecto legal de la tenencia de la tierra; que el aprovechamiento se encuentra en una zona estrictamente vedada; que el interés de los usuarios por el tipo de obra sea nula, etc.

Se incluye en el presente trabajo y como vía de ejemplo el cuestionario de la visita de inspección practicada al proyecto denominado Acatlán, Mp' Chilapa, Edo. Guerrero. (véase pag. No. 5)

Se recomienda especial atención en lo que se refiere a la auscultación y recabo de los datos socioeconómicos señalados en el cuestionario, con el fin de conocer las condiciones en las que se promueve el proyecto, lo cual ayudará en gran parte a normar el criterio relativo a la concepción y características de la planta de bombeo.

Estudios definitivos:

Los datos que fundamentalmente se obtienen con estos estudios son:

Topográficos

- Sitio de captación
- Sitio para ubicar el cárcamo.
- Perfil desde la captación a la descarga según el eje del conducto alimentador.
- Plano topográfico para la localización del conjunto de las estructuras que formarán el sistema de bombeo.
- Plano de la zona de riego.

Hidrológicos

Al hacer estos estudios se conoce:

- Régimen de la fuente de abastecimiento y caudal disponible para aprovecharse.
- Elevaciones máximas y mínimas de la superficie libre del agua en el sitio de captación.
- Demandas de riego mensuales.
- Gasto máximo de bombeo.
- En este estudio también se incluyen otros datos como: tipo de azoles, tamaño y naturaleza de los sólidos en suspensión en las aguas que se van a aprovechar y un análisis químico general de las mismas.
- Número considerado de horas de bombeo en el día.
- Número de días útiles considerados en el mes.
- Planeación de la zona de riego.

Geológicos

Características geológicas del terreno en donde se construirán las obras que formarán el sistema de riego.

Mecánica de Suelos

Características y propiedades de los suelos en donde se alojarán las estructuras, principalmente el correspondiente al conducto de la toma y cárcamo, así como de los materiales que se emplearán en la construcción (materiales pétreos).

Agrológicos

- Clasificación de los terrenos agrícolas.
- Plano de suelos.
- Superficie de riego factible de beneficiar.
- Tipo de cultivos recomendables.
- Tipo de riego recomendable, sus características, por ejemplo: si es por surco; longitud de éste, su pendiente, etc.
- Calidad del agua.
- Coeficiente de riego.
- Avalúo de los terrenos agrícolas.
- Lotificación recomendada.
- Drenaje necesario.
- Abonos.
- Atributos positivos o negativos que influyan en la fertilidad del suelo

Agroeconómicos

En este estudio se conocen y analizan las circunstancias y elementos exteriores al suelo que influyen en el éxito de la producción agrícola de la zona estudiada.

Socio-económicos

Puesto que el objetivo principal de las obras de riego es mejorar la agricultura y consecuentemente contribuir al mejoramiento económico y social de los usuarios, al hacer este estudio se conocen los alcances de ese mejoramiento, relacionándolo con la nueva obra de riego.

Aspecto constructivo

En los estudios de aspecto constructivo de la obra, se considera principalmente, la existencia de los materiales locales y regionales desde el punto de vista de su localización, abundancia y calidad. Además se prevén los problemas para la construcción y determinan los programas y procedimientos adecuados al respecto.

1.2. - Partes que integran una planta de bombeo

Las partes que, en general, integran una planta de bombeo con fines de riego, se clasifican como sigue:

- CAPTACION U OBRA DE TOMA.
- OBRA DE SUCCION O CARGAMO.
- EQUIPO DE BOMBEO.
- DESCARGA.
- CASETA DE CONTROLES.
- SUBESTACION ELECTRICA.
- ALMACENAMIENTO DE COMBUSTIBLE.
- CASA HABITACION DEL OPERADOR.

1. - CAPTACION.

Por medio de la obra de captación se toma el agua requerida de la fuente de abastecimiento para después conducirla hasta el cárcamo en donde opera el equipo de bombeo.

De acuerdo con las características de la fuente y del proyecto, la obra de captación adquiere características propias, pudiendo consistir desde un simple tajo en la margen de un río, hasta en una presa de almacenamiento. Aunque este último caso es poco frecuente no debe descartarse la posibilidad; ello sucede por ejemplo, cuando debido a las condiciones del proyecto y después de efectuar un estudio económico este indica que económicamente es más conveniente regar los terrenos aledaños al vaso, bombeando el agua de la presa, que construir un canal principal de gran longitud, con estructuras de cruce y en geología poco atractiva para el riego de terrenos aguas abajo de la cortina.

En la lámina No. 1.1. se tienen esquemáticamente algunos ejemplos típicos de bombeo. Como puede observarse en los casos A y B, no fue necesario, propiamente, una obra de captación aparte, ya que los tubos de succión de las bombas están introducidos directamente en el agua de la laguna, por lo que, el problema se redujo, prácticamente, a instalar el equipo de bombeo en una plataforma localizada adecuadamente; éstos sólo son aplicables para gastos pequeños y en aguas casi limpias y tranquilas. En la D, la obra de captación puede ser una presa de almacenamiento o de derivación. En los esquemas E y C, se indica que el agua se capta mediante una galería filtrante para agua subálvea y una toma directa, respectivamente.

Localización. - La localización en los casos de tener como obra de captación una presa, ya sea de almacenamiento o de derivación, queda sujeta a los problemas que originan esta clase de estructuras y no se tratarán aquí. El caso de captar el agua subálvea o de manantial corresponde, más bien, a un estudio geohidrológico detallado.

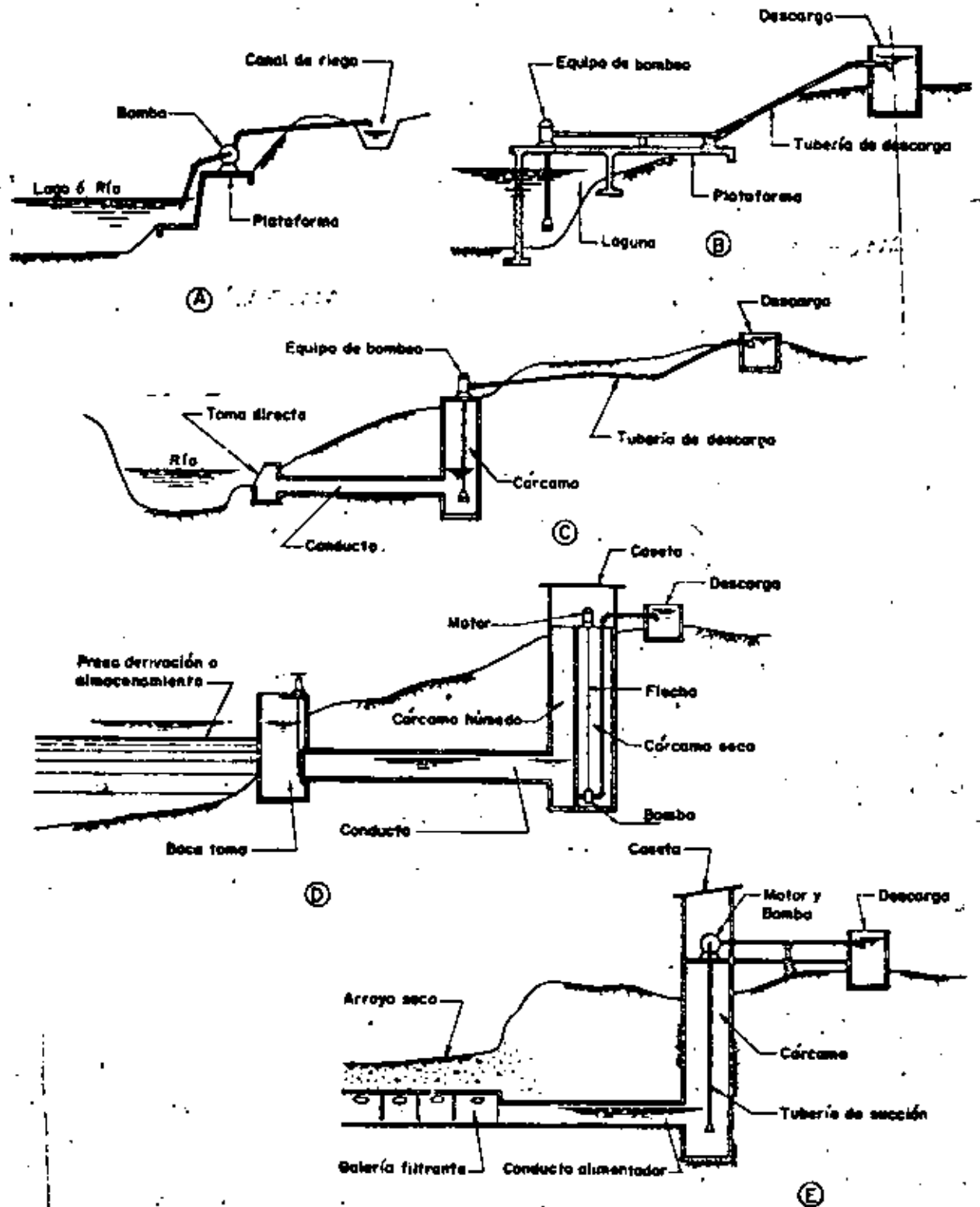


FIG. 1.1 - Casos típicos de bombeo

Por lo anterior y tomando en cuenta lo más común y corriente del caso, para la explicación del tema, se enfocará el problema al aprovechamiento de una corriente superficial de régimen permanente; por ejemplo un río, un canal, un dren, etc.; y en general una corriente de cauce más o menos definido. Después de esta aclaración se hacen las siguientes recomendaciones para ubicar la TOMA DIRECTA, para derivar las aguas de un río.

1. - La distancia a la zona de riego o a la probable descarga deberá ser la mínima posible.

2. - El tramo de la corriente que se escoja para la obra, no deberá estar expuesto a socavaciones ni a depósitos excesivos de azolves, por los perjuicios que éstos ocasionan, y por ello se recomienda elegir un tramo lo más recto posible de la corriente y evitar localizaciones en curvas. Fig. No. 1.2.

Cuando por condiciones naturales esto no fuera posible y la magnitud del problema lo ameritara, se podría llegar a rectificar el cauce en un tramo determinado antes y después de la toma. En ocasiones se situará la estructura alejada de la margen del río comunicándola mediante un canal de acceso de características de anchura y pendiente amplias, con el objeto de dar oportunidad a que los azolves se sedimenten en este canal antes de llegar a las rejillas.

3. - Se evitarán lugares cercanos a caídas y rápidas de la corriente para no tener velocidades fuertes del agua al frente de la estructura. En otras palabras, la pendiente del río deberá ser suave y más o menos uniforme.

4. - Geológicamente el terreno deberá ser lo suficientemente resistente para desplantar la estructura, evitando las zonas de derrumbes o cauce inestable. Un buen indicio de geología apropiada para el efecto puede ser que la corriente tenga un cauce definido.

5. - Desde el punto de vista topográfico, además de pendiente adecuada y trazo recto, se procurará localizar las obras de modo de no tener excesivas excavaciones.

6. - Por otra parte es conveniente procurar bancos de materiales, como grava y arena, lo más próximos posible a la obra.

En tratándose de bombear las aguas de una laguna, se deberá localizar y proyectar la obra de toma previendo evitar en lo posible su azolvamiento debido a los fenómenos que ocurren en estas masas de agua. En lo posible deberá situarse en una área fuera de las corrientes de fondo y fenómenos de oleaje.

Partes de la toma

Canal de acceso. - Se construye para comunicar, en forma gradual, la fuente con la toma y también se aprovecha el paso del agua por él para sedimentar materias en suspensión que lleva el agua.

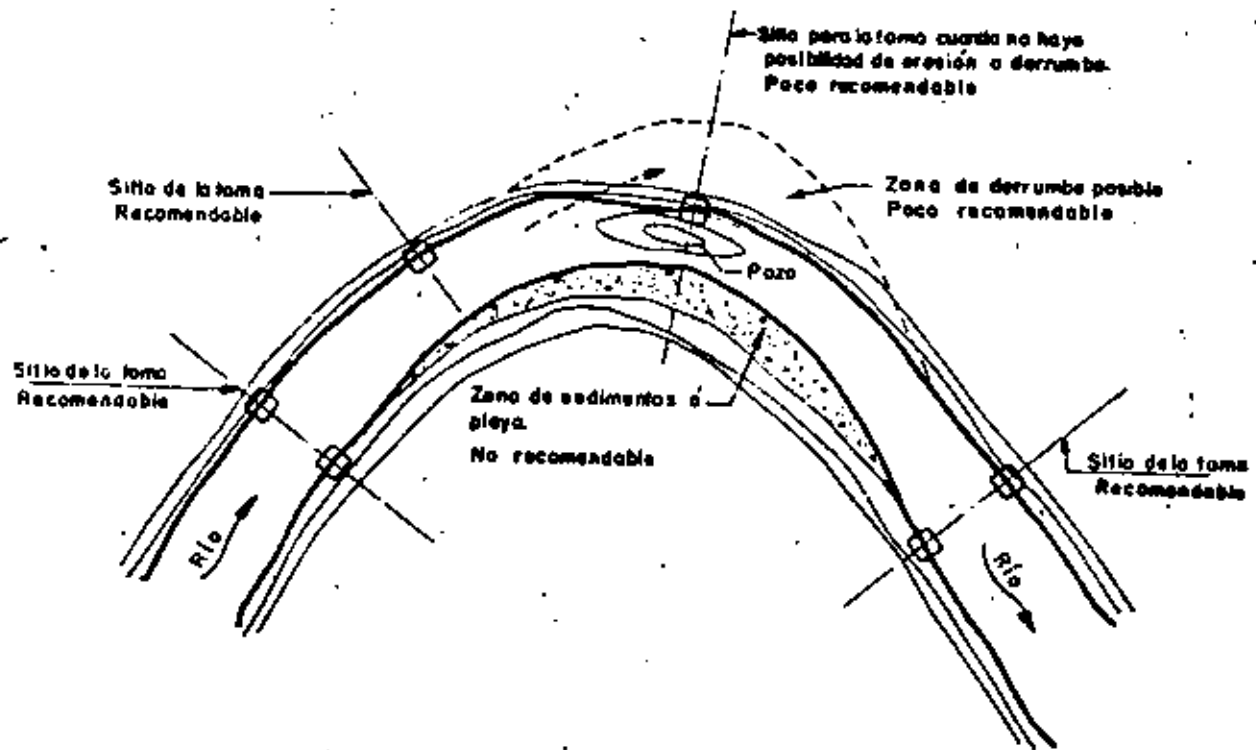


fig. 1.2 localización recomendable de la toma directa en curvas

Las dimensiones que se le asignan están de acuerdo con el gasto y la velocidad que se considere debe dársele al agua para entrar a la toma (de 0.40 a 0.80 m/seg.), además del procedimiento de construcción empleado y la clase de material en donde se aloje. Conviene diseñar la plantilla de este acceso, en contra-pendiente y disminuyendo su ancho hacia la toma hasta tener la dimensión horizontal de la rejilla.

Si es de longitud considerable, conviene que por lo menos en un tramo adjunto a la entrada sea revestido para facilitar su limpieza periódica.

Estructura de entrada. - Constituye la entrada del agua sirviendo de apoyo a las rejillas. Aloja los mecanismos o sistemas de control para el paso del agua, así como lo necesario para facilitar su inspección y limpieza cada vez que lo requiera. En ocasiones cerca de ella se antepone un muro para retener y desviar peces.

En la figura 1.3. se dibujan algunos casos que pueden servir para tener idea de su variabilidad.

Rejillas. - Adquiere formas y tamaños diversos que dependen de la naturaleza de los cuerpos que va a retener, gastos y características del equipo de bombeo, de la manera para apoyarlas, así como de su accesibilidad para lograr su limpieza y restitución.

La rejilla debe ser paralela a la corriente del río, para evitar que quede expuesta a los choques directos con los cuerpos de arraste, lo que trae como consecuencia su deterioro, sobre todo cuando se localiza muy cerca o en el cauce de la fuente. Esto evita también la entrada de azolves.

Adoptar una posición vertical o inclinada para apoyarla en la estructura, es cuestión de considerar dadas las circunstancias del caso, la facilidad para su limpieza, extracción, etc., y alguna conveniencia de limitación de espacio.

Se construyen con perfiles laminados de fierro estructural, empleando generalmente soleras para los barrotos que se sueldan a un marco formado con ángulos o también con soletas.

La separación de los barrotos es muy importante en problemas de bombeo, pues para fijarlas, de antemano se debe conocer aunque sea aproximadamente el tamaño máximo de los cuerpos arrastrados por el agua que pueden pasar por el equipo sin ningún perjuicio. Los fabricantes de bombas proporcionan este dato característico, al que se llama "paso de esfera" que se refiere a la medida mayor de un cuerpo que puede pasar por los impulsores sin inconvenientes. Por lo que la separación entre barras tendrá como valor máximo esa medida, si es que no queda limitada por otro concepto.

Conocidos el gasto de bombeo y el "paso de esfera" se estará en la posibilidad de proporcionar la rejilla.

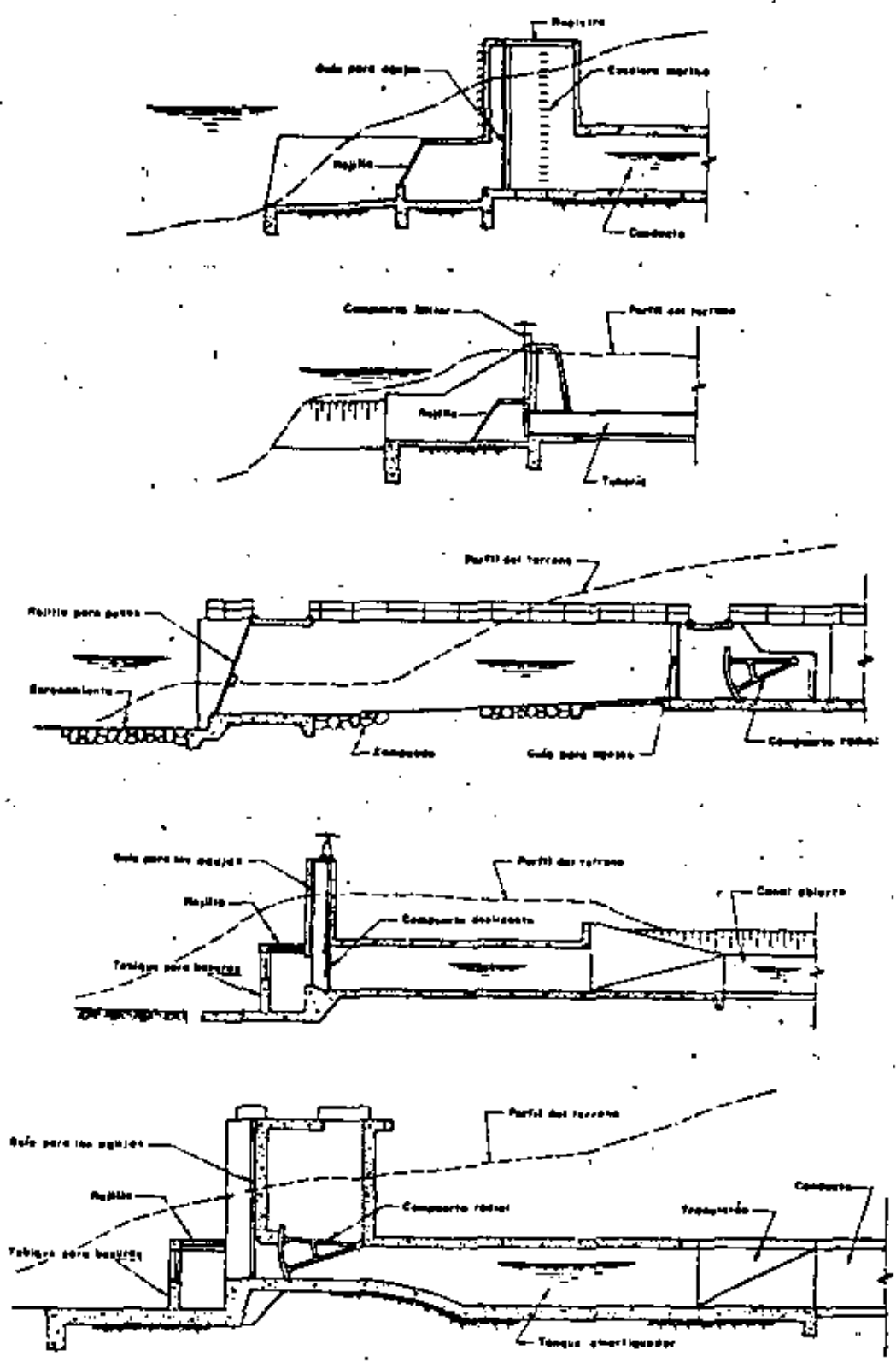


Fig. 1.3.—TOMAS DIRECTAS - Casos típicos

El área neta necesaria se determina con la fórmula hidráulica de la continuidad, que es:

$$Q = A_n V \text{ de donde: } A_n = \frac{Q}{V} ; \text{ en m}^2.$$

Representando:

A_n = área neta en m^2 .

Q = gasto de bombeo en m^3/seg .

V = velocidad al entrar el agua cuyo valor se fija entre 0.40 y - 0.80 m/seg .

Al calcular la sección transversal de las soleras estructuralmente, y adoptar su separación correspondiente podrá conocerse el área de la rejilla (área bruta), procediendo a diseñarla de manera que, en lo posible quede constituida por tableros de peso tal que sea fácil de transportar y mover con la fuerza humana.

El cálculo de la rejilla se hace considerando que está totalmente -- obstruída, y que se rompe con carga máxima exteriormente con un mínimo de 6 m. de agua.

Ocasionalmente, la abundancia de peces origina la necesidad de instalar una rejilla localizada adecuadamente antes de la estructura de entrada y de magnitud independiente al gasto de bombeo. En esta rejilla la separación entre barrás es bastante reducida, debiéndose prever la facilidad y necesidad de limpiarla o de sustituirla periódicamente.

Aunque no en nuestro medio, en otros países el problema de peces que se aglomeran en las estructuras ha sido objeto de un estudio cuidadoso y -- así, se han construído ante las tomas estructuras diseñadas en tal forma que se obliga a los peces a concentrarse en un sitio determinado para después sacarlos y devolverlos al río por medio de una bomba de impulsor sin álabes. -- En otros casos la solución fue anteponer una red eléctrica para poder alejarlos.

En general este problema se acentúa cuando las tomas se localizan adentro del río, es decir cuando no tienen canal de acceso y para volúmenes de bombeo bastante grandes.

Controles

El principal problema de control que se tiene en estas estructuras es de clausurar el paso del agua cuando se requiera. Esto se necesita al efectuar la limpieza periódica del conducto y cárcamo o al hacerles alguna repará

ción. También es conveniente impedir el flujo cuando las bombas no estén trabajando ya que se evita la acumulación de arenas y lodos en el interior de las estructuras.

Decimos que solamente se necesita ese control que propiamente es el llamado de emergencia, porque el gasto requerido según las necesidades de riego o la variación provocada por las fluctuaciones del nivel del agua en el río se regula con el mismo equipo de bombeo, como se verá más adelante al tratar lo relativo a la selección de las bombas.

Si el problema es de poca magnitud bastará con tener en la estructura de entrada y antes de iniciarse el conducto, un sistema de agujas de madera localizando un acceso para el interior de la galería y del cárcamo en lugar apropiado, de dimensiones suficientes para las maniobras que se requieran. En otros casos las compuertas tipo Miller o deslizantes pueden ser la solución y ocasionalmente una compuerta deslizante o hasta radial puede ser la indicada. El acceso a las agujas o para maniobrar las compuertas, generalmente se hace mediante una torre que sobresale del nivel máximo o por lo menos normal del agua en el río o a otro nivel libre de inundaciones frecuentes.

Conducto

Para llevar el agua de la toma al cárcamo, se emplean las estructuras que se agrupan en:

Canales abiertos

Túneles

Conductos enterrados

Desde el punto de vista hidráulico, es conveniente que cualquier tipo de conducto adoptado funcione como canal y con régimen lento, principalmente para la condición de tener el nivel mínimo del agua en el río y requerir el gasto máximo de bombeo. Esto se hace con el objeto de evitar fuertes velocidades en la descarga, que en este caso es el cárcamo. Más adelante al tratar lo relativo a esta estructura se dirán las condiciones con las que el agua debe entrar a él. Por ahora sólo se comentará el uso de uno u otro tipo de conducto.

Canales abiertos. - Se emplean generalmente para gastos pequeños y en longitudes cortas; además si las condiciones topográficas y geológicas permiten hacerlo, como cuando se localizan a poca profundidad, donde no sean probables los problemas de derrumbes y consecuentemente de su limpieza. Es factible hacer canal abierto cuando el río transporta pocos azolves en épocas de crecientes o cuando estas aguas no pueden entrar libremente por arriba del canal. Por otra parte, puede limitarse su uso debido a problemas de carácter legal por las molestias que ocasiona al estar descubierto.

Se recomienda revestir la sección hidráulica, y en los tramos de mayor profundidad hacer la excavación escalonada, es decir, dejando banquetas, para la mejor estabilidad del tajo y evitar en parte que las basuras y terrenos de la superficie lleguen al fondo.

Estos canales necesitan de un servicio de desazolve constante.

Túneles. - Fundamentalmente, si las características geológicas y topográficas del lugar, son favorables para su construcción y la longitud del conducto y gasto de bombeo lo ameriten es casi seguro que convenga un túnel.

Desde el punto de vista estructural, la sección circular es la mejor, pero hidráulicamente - en este caso de circulación libre del agua - es más recomendable otra con base rectangular y coronada con un arco o del tipo herradura. Las dimensiones se eligen considerando el área hidráulica y los requisitos mínimos que exige la práctica de construcción.

Revestir un túnel o no, depende de la bondad del material en donde se practica y de su función. En este caso conviene siempre revestirlo para evitar filtraciones y saturación del terreno adyacente. Sin embargo, cuando se tenga la seguridad de que el nivel del agua en cualquier época no va a llenar el túnel, probablemente convenga revestirlo hasta una altura determinada.

Conductos enterrados. - Se recurre a ellos cuando las condiciones del terreno no son las indicadas para perforar un túnel o que el área hidráulica necesaria sea tal, que no se justifique hacer esa construcción. En ocasiones ante la alternativa de emplear un canal abierto lo mejor es decidirse por un conducto enterrado.

Es frecuente determinar el uso de un conducto cerrado, cuando las excavaciones para su construcción son de poca profundidad y que exista el peligro de azolves abundantes. En estos casos se construye a cielo abierto sosteniendo los taludes de un modo provisional durante la construcción o dándole inclinación estable durante el lapso de la obra. Una vez colocado el conducto se rellena en su derredor y en la clave por lo menos lo necesario para su protección. El resto de la excavación, generalmente se deja abierta.

Las secciones usuales son trapeciales, rectangulares o circulares o una combinación de estas dos últimas, fabricándose de concreto o mampostería. También suele emplearse tubería prefabricada de asbesto-cemento o de concreto.

Si al calcular el área hidráulica para el gasto requerido, resulta relativamente pequeña, es conveniente aumentar su sección para facilitar su limpieza de lodos o arenas que con el tiempo pueden tenerse. Por este motivo se recomienda construir pozos de visita a distancias no mayores de 100 m.

Finalmente, ante la posibilidad de emplear indistintamente cualquier tipo de conducto, el factor económico, que no hay que perder de vista, ayudará a tomar la decisión correspondiente.

2. - C Á R C A M O

El pozo de succión o cárcamo es la estructura vertical en donde descarga el conducto de la toma y se instalan las bombas para elevar el agua al nivel deseado.

Consiste generalmente en un depósito enterrado construido de concreto o mampostería cuyas dimensiones están en función de la magnitud del equipo que se vaya a instalar y del procedimiento empleado en su construcción. Además en su diseño se toma en cuenta la facilidad que se debe tener para su inspección y limpieza periódicas.

Localización

Para definir su localización se deben considerar las condiciones físicas que ofrece el lugar donde ha de hacerse la instalación, y su situación con respecto a las estructuras de toma y descarga. La combinación de estas circunstancias permitirá elegir el sitio más conveniente.

El cárcamo deberá ubicarse en un lugar estable, sin peligro de derrumbes, lejos de cruces con arroyos y en general en un terreno consistente. La falta de esta última característica se traduce en el aumento del costo de la estructura ya que no es igual excavar en un terreno rocoso que en una arcilla deleznable; se puede aseverar que para una misma profundidad los problemas de ademe serían mayores en el segundo caso.

Es recomendable situarlo en un lugar más alto de la traza que forma el nivel de aguas máximas del río con la ladera del cauce, a una distancia mínima que se obtiene conociendo o estimando el ángulo de reposo del material. Véase Fig. 1.4.

En ocasiones, para la localización pueden influir factores especiales, como el acceso rápido a un camino existente cercano a la línea de conducción, o la facilidad para derivar la energía eléctrica de una línea que pasa en un lugar próximo, etc.

Ordinariamente el sitio de la descarga está más o menos obligado y se elige antes que el del cárcamo, lo mismo que la toma, por lo que para saber la conveniencia de ubicarlo lejos, cerca o junto a una de esas estructuras, es necesario efectuar un estudio comparativo, de carácter económico, considerando las consecuencias de cada alternativa.

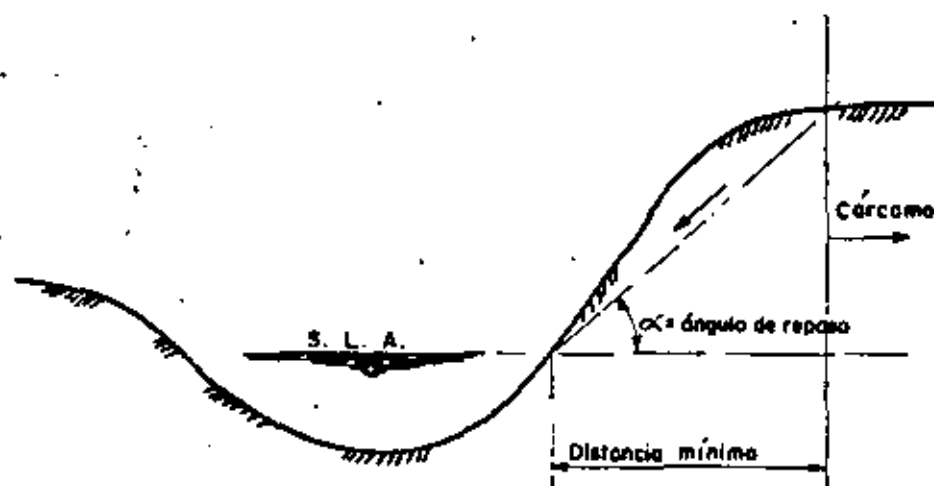


Fig. 1-4-Localización cárcamo.

Ahora bien, siendo la finalidad de dicho estudio la de conocer una conveniencia más para ubicar el cárcamo, pero, que en general, no es determinante para elegir el sitio, el análisis que se hace no es del todo exhaustivo sino más bien aproximado, por lo tanto, con el gasto de bombeo y el perfil de la conducción se puede calcular la magnitud aproximada de los otros elementos -cárcamo, tuberías, etc.- y se estará en la posibilidad de conocer la disposición que convenga emplear.

Un equipo de bombeo cerca de la captación como se indica en la Fig. 1.1C, origina, principalmente, la necesidad de instalar una tubería a presión para llevar el agua hasta el sitio requerido; consecuentemente, se tendrán durante la operación pérdidas de energía por fricción y las debidas a válvulas que será necesario instalar para el control y protección de la tubería de descarga, lo que redundará en la adquisición de un equipo más potente y seguramente con gastos de operación y conservación mayores, que en el caso de tener las bombas junto al tanque de descarga. En el primer caso, en cambio, la longitud del conducto alimentador sería menor, el cárcamo tendría menos profundidad y naturalmente, los volúmenes de excavación en estas estructuras se reducirían. Por otra parte, la longitud de la tubería de succión se acortaría y esto para el caso de bombas horizontales es importante.

En el caso de tener el equipo junto a la descarga es obvio que el cárcamo y conducto crecen, comparativamente con el caso comentado arriba; las tu-

berías de descarga prácticamente se eliminan y probablemente ya no sean necesarias las válvulas de retención.

Desde el punto de vista de funcionamiento, cualquier alternativa puede ser buena y sólo depende que lo sea, de un buen diseño, para lo cual deberán considerarse los factores citados. Sin embargo, es recomendable que en lo posible las bombas tengan una descarga inmediata para tener concentrada en un solo lugar su operación y el principio de la distribución del agua; pero esto dependerá de las condiciones generales del proyecto.

Diseño:

Siendo el cárcamo el depósito de donde "toman" el agua las bombas, se ha comprobado que de un buen diseño, desde el punto de vista hidráulico, dependen en gran parte las características de funcionamiento deseado y la durabilidad de esas unidades.

El diseño de esa estructura merece especial atención, sobre todo cuando se vayan a instalar centrifugas verticales cuyo cuerpo de impulsores estará sumergido en el agua del cárcamo.

En general, la forma y dimensiones que se le asignan, se determinan principalmente con el tamaño y número de bombas, por lo que para su proporcionamiento definitivo, previamente se deberá elegir el equipo de bombeo. Inicialmente las dimensiones pueden suponerse basándose en el diseño de otros proyectos similares.

La forma adoptada para la planta del cárcamo suele ser rectangular, circular o una combinación de éstas; en ocasiones, se prefiere la circular por las ventajas que ofrece esta geometría para su construcción; por ejemplo, en terrenos blandos, donde es factible hincar anillos de concreto (tipo pozo indio) que a la vez sirven de ademe durante su excavación.

A continuación se transcribe una traducción del inglés, de un artículo obtenido del catálogo Standards of the Hydraulic Institute de los Estados Unidos, relativo al proyecto de cárcamos. Contiene comentarios y recomendaciones al respecto, que se han encontrado mediante algunos estudios con modelos reducidos.

Dada la autoridad de ese Instituto, en esta clase de problemas y a falta de otras fuentes y de nuestras propias experiencias, los lineamientos que señalan en su catálogo son lo que se recomienda consultar para el diseño de estas estructuras.

Dice el Standards of the Hydraulic Institute:

B-63 PLANEACION DE UNA TOMA, (DE AGUA QUE SE VA A BOMBEAR, N.del T)

La función de un depósito del cual se va a tomar agua, en cualquier parte que esté localizado, ya sea en un canal abierto o en un túnel que tenga un perímetro húmedo a cien por ciento, es para proporcionar en todos los casos la distribución del flujo del agua hacia la campana de succión; una distribución desigual del flujo caracterizada por fuertes corrientes locales favorece la formación de torbellinos y con bajos valores de sumergencia puede introducir aire en la bomba reduciendo su capacidad y produciendo mucho ruido. Una distribución desigual también puede aumentar o disminuir el consumo de energía, con un cambio total en la uniformidad de la carga se podrán producir remolinos que no aparecen en la superficie y esto puede tener resultados adversos.

Una velocidad desigual en la distribución, conduce a la rotación de porciones de la masa de agua a lo largo de la línea de succión en forma turbulenta que podrá poner en movimiento la línea central.

La distribución desigual del flujo puede ser causada por la geometría del depósito de succión y la manera en que el agua se introduce en el cárcamo.

Calculando un promedio de velocidad bajo, no es una base propia para juzgar la excelencia de la toma. Altas velocidades locales en las corrientes y remolinos, se pueden presentar en las tomas que tengan un promedio bajo de velocidad. Efectivamente, la distribución desigual que representan, ocurre menos en flujos de altas velocidades con bastante turbulencia para oponerse a la formación gradual de un vórtice más y más grande en cualquier región. Se pueden presentar pequeños y numerosos remolinos que no causarán inconvenientes.

Las proporciones satisfactorias del valor de la sumergencia (véase Párrafo B-54) dependen, principalmente, del acceso a la toma y del tamaño de la bomba. Los fabricantes de bombas, generalmente proporcionan información de los problemas específicos, cuando el diseño del cárcamo es en forma preliminar, y si este diseño contiene todos los dibujos necesarios para la instalación que proporcionen las limitaciones físicas del lugar.

Un análisis completo de las estructuras de los depósitos es mejor que esté acompañado con estudios de modelos a escala (véase Párrafo B-65)

Se pueden hacer algunas recomendaciones preliminares para casos en particular y para la operación de una bomba, como las que se mencionan en seguida sujetas a la calificación de las siguientes recomendaciones:

1. - El acondicionamiento ideal del acceso, es un canal recto que lleve directamente hacia la bomba; las curvas y las obstrucciones son perjudiciales desde el momento que causen corrientes y remolinos con tendencia a formar torbellinos. La campana de succión debe de estar localizada cerca de la pared trasera o posterior y no a muy grande distancia de la base o piso del pozo de succión.

2. - El flujo del agua no debe de pasar de una bomba para llegar a la siguiente, siempre que esto se pueda evitar; si las bombas tienen que estar localizadas en la línea del flujo, se deberá construir una celdilla alrededor de cada bomba o poner paletas móviles bajo la bomba para deflectar el agua hacia arriba. El modelo de un pozo de succión deberá ser probado para verificar estos requisitos.

3. - En lo que sea posible, la trayectoria del flujo deberá ser en forma que reduzca el arrastre alterno de remolinos tras la bomba y obstruir la corriente del flujo.

4. - Figura BF-36 (1.5) ha sido proyectada para mostrar las sugerencias para construir un pozo de succión con las medidas correctas, en vista de que estos valores provienen de promedios obtenidos de diferentes clases y tipos de bombas y se refieren a una línea entera de velocidades específicas; no deberán ser tomados como valores absolutos, sino, únicamente, como guías básicas sujetas a posibles variaciones. (ver página No. 35)

5. - La dimensión "C" es un valor promedio que puede ser mayor o menor y está sujeto a consultas con el fabricante de la bomba.

6. - La dimensión "B" se ha sugerido como máxima que puede depender en cierta forma de la campana de succión y del diámetro de la válvula de succión propuestos por el Constructor; la orilla de la campana debe de estar lo más cercana posible a la pared trasera del depósito o cárcamo; algunas veces la posición de la campana de succión está sujeta al espacio que requiere el motor en el piso superior, si esto aumenta la dimensión "B", excesivamente, deberá instalarse un muro falso.

7. - Dimensión "S" es la mínima para el ancho del depósito para la instalación de una sola bomba, esta dimensión puede ser aumentada pero si se hace menor deberá consultarse con el fabricante para saber si es la adecuada.

8. - La dimensión "H" es el valor mínimo y está basada en el nivel normal del agua en la campana de succión de la bomba, tomando en consideración las pérdidas por fricción a través de la pichancha, rejilla y acceso a la toma; esta dimensión puede ser considerablemente menor, momentáneamente, o con poca frecuencia, sin que por eso se produzca un grave daño para la bomba. Sin embargo, deberá recordarse que esta situación no representa la sumergencia. La sumergencia se ha estimado por medio de la dimensión "H" menos "C" esto representa la altura física del nivel del agua arriba de la entrada de la campana de succión.

La sumergencia efectiva de la bomba es un poco menor que ésta desde el momento de que la abertura del impulsor está a cierta distancia arriba de la entrada de la campana de succión, posiblemente de 3 a 4 pies. Para el propósito de proyectar un buen diseño para el depósito, en relación con el proyecto, se sobreentiende que la bomba ha sido seleccionada de acuerdo con las indica-

ciones especificadas, Figuras: BF-32, BF-33, BF-34 y BF-35 (no se presentan estas figuras; N. del T); la sumersión referida es con el objeto de obtener una corriente continua y evitar la formación de remolinos.

9. - Dimensiones "Y" y "A" son las recomendadas como valores mínimos; estas dimensiones pueden ser tan grandes como se desee, pero deberán estar limitadas a las restricciones indicadas en la curva. Si el diseño no incluye la rejilla, se puede considerar la dimensión "A" más grande, las dimensiones de anchura y de altura de la rejilla no deberán ser, substancialmente, menores que "S" y "H", respectivamente.

10. - Si la velocidad de la corriente principal, es mayor que 2 pies -- por segundo, será necesario construir en línea recta, separadores en el canal de acceso, aumentar la dimensión "A", hacer un ensayo con un modelo de la instalación o idear una combinación de estos factores.

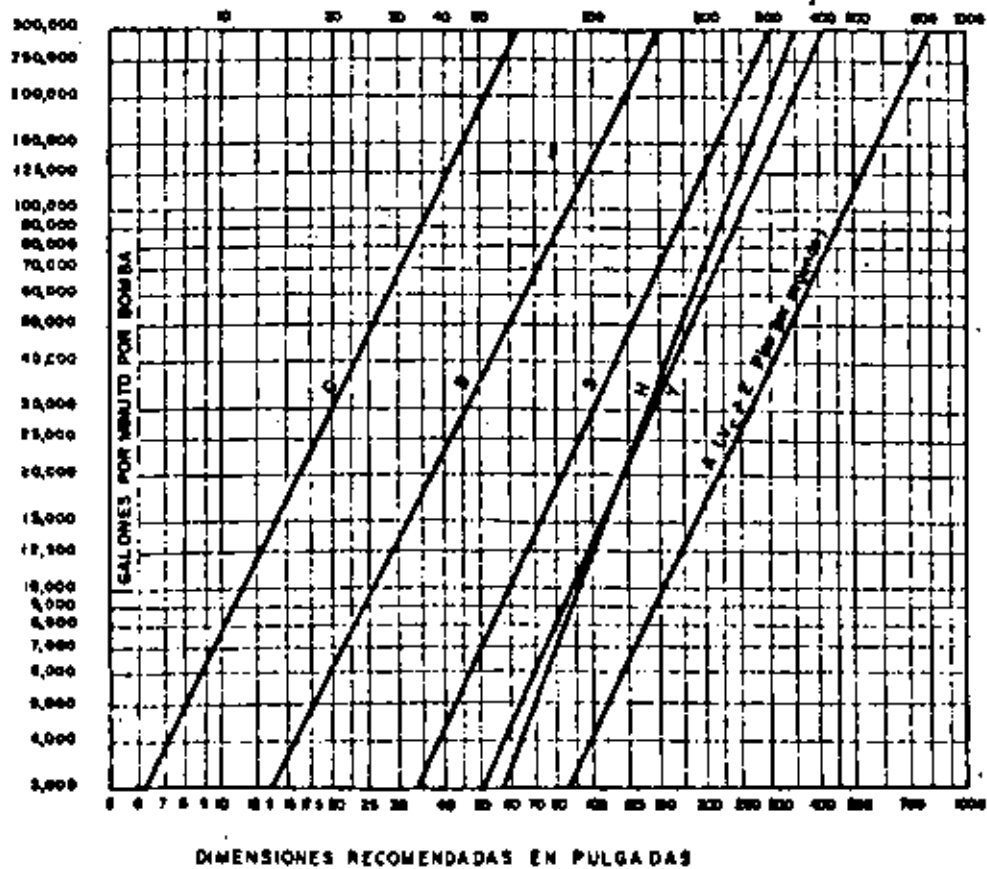
11. - Todas las dimensiones que se muestran en la Figura BF-36 (1.5) están basadas en la capacidad de la bomba de acuerdo con la carga. Cualquier aumento en la capacidad arriba de éstos deben ser momentáneos o por tiempo muy limitado. Si las operaciones con una capacidad aumentada se practica durante períodos considerablemente largos de tiempo, se deberá usar la capacidad máxima para obtener las dimensiones efectivas del diseño del cárcamo.

Todas las condiciones anteriores también son aplicables cuando se trata de instalaciones múltiples de bombas, en las cuales "S" viene a ser el ancho para una celda individual de una bomba o sea la distancia de centro entre dos bombas, si no se usan muros de división.

Las dimensiones recomendadas en la Figura BF-36 (1.5) también son aplicables como se dice arriba, pero deberán agregarse las siguientes determinaciones:

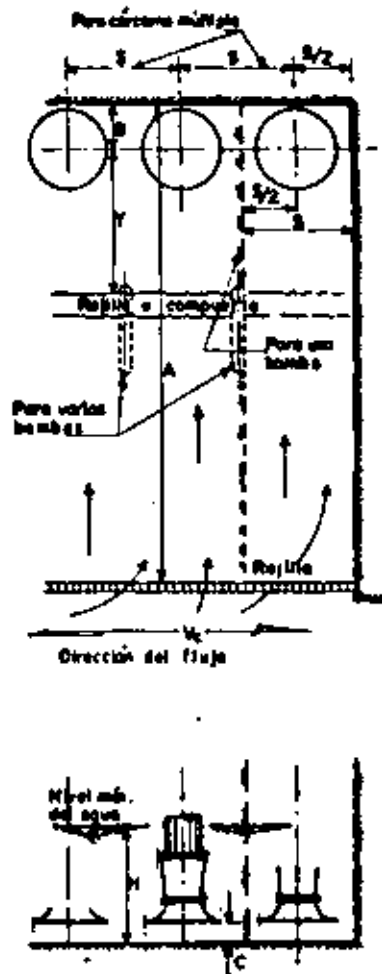
Figura BF-37 (a) - (1.6) - Para el diseño del cárcamo se recomienda en primer lugar, que el agua llegue simultáneamente a todas las bombas con baja velocidad y con flujo recto y uniforme. Las velocidades cerca de la bomba deberán ser alrededor de un pie por segundo. No se recomiendan cambios bruscos en el tamaño del tubo de succión, en el cárcamo y en el tubo de alimentación.

Figura BF-37 (b) - (1.6) - Un número de bombas determinado trabajando en el mismo cárcamo, operará mejor sin muros divisorios a menos que todas las bombas estén en operación al mismo tiempo, en cuyo caso el uso de muros de separación no es perjudicial. Si se usan paredes de separación con fines estructurales y las bombas van a operar intermitentemente, déjese un espacio atrás de cada pared, partiendo del piso del cárcamo por lo menos -- hasta la altura del nivel del agua. Si es necesario usar estas paredes aumentese la dimensión (S) por medio de la anchura de la pared para corregir el es-



Véanse notas aplicativas en el texto del artículo por los 3-63. Dimensiones aplicadas en aguas limpias. Para líquidos que contienen sedimentos póngase especificaciones al fabricante.

Fig. 3F-36 (1-6)



pacio en la línea central; ya sea que las terminales de los separadores sean en forma redonda u ojival, no se recomienda la localización de cierto número de bombas alrededor del borde del cárcamo con o sin paredes divisorias.

Figura BF-37 (c) - (1.6) - Cualquier cambio brusco que se haga en la dimensión del tubo de succión o del canal de acceso a la bomba, no es recomendable.

Un tubo, relativamente pequeño para alimentar una bomba de gran tamaño dentro del cárcamo, deberá acoplarse usando una sección cónica de diámetro gradualmente menor a mayor. El ángulo deberá ser lo más grande posible de preferencia no menos de 45 grados; con este arreglo, las velocidades deberán ser menores de un pie por segundo, que es lo deseable. Especialmente no se recomienda nunca conectar un tubo pequeño directamente a un cárcamo grande cuando las bombas queden muy cerca de la toma; en este caso, el flujo tendrá un gran cambio de dirección para llegar a la mayoría de las bombas. Centrando las bombas en el cárcamo produce grandes áreas de turbulencia atrás de las bombas con el resultado perjudicial en la operación de las mismas.

Figura BF-37 (d) - (1.6) - Si se puede mantener la velocidad dentro de cárcamo bastante baja (menos de 1 pie por segundo), un cambio brusco entre el tubo de entrada y el cárcamo se puede arreglar si su longitud es igual o excede a los valores que se muestran. Queda asentado que cuando la relación W/P aumenta, la velocidad de la toma en "P" aumentará hasta un máximo permisible de 8 pies por segundo, en W/P igual a 10.

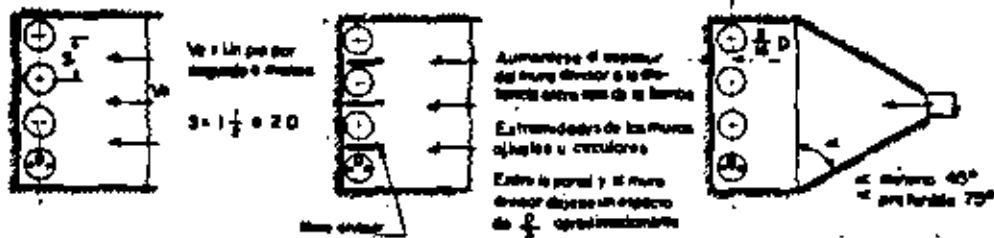
No es recomendable la instalación de las bombas en línea, a menos de que la relación entre cárcamo y bomba sea bastante grande y las bombas estén separadas por un margen longitudinal amplio; un cárcamo construido empleando en su diseño las presentes recomendaciones, generalmente resulta de menor costo.

Figura BF-37 (e) - (1.6) - Muchas veces es de desearse la instalación de bombas en túneles o en líneas de tuberías. Un tubo protector o una lumbreira para alojar la bomba provista de un tubo de succión con entrada en "L" orientado hacia la corriente, será satisfactorio en aquellos flujos hasta de 8 pies por segundo: cuando no se instala la entrada en forma de "L", la campana de la bomba deberá ser localizada por lo menos el doble de dos diámetros verticales arriba de la parte superior del túnel y no suspendida dentro del flujo del túnel, especialmente en aquellos casos en que las velocidades en el túnel sean de 2 pies por segundo o mayores.

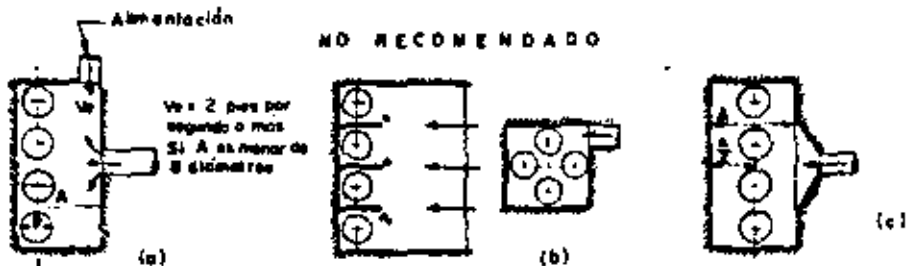
No deberán existir corrientes de aire a lo largo de la parte superior del túnel. En este caso será necesario ahondar la excavación o conservar el nivel del agua a su mínimo cuando se trate de un pozo vertical.

ESTANDAR DEL INSTITUTO DE HIDRAULICA
CARCAMO PARA VARIAS BOMBAS

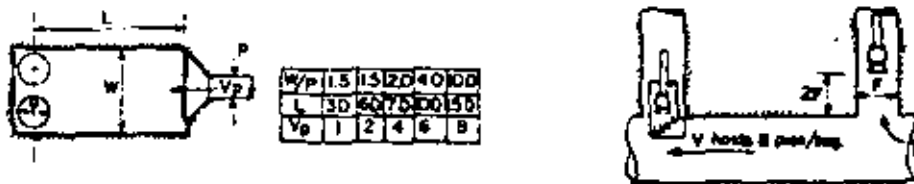
RECOMENDADO



NO RECOMENDADO

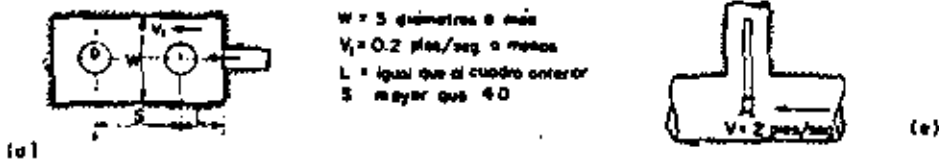


RECOMENDADO



Los desprendedores, rasos y pichaneros deberán colocarse transversalmente a la entrada del canal y al principio de la sección más ancha

NO RECOMENDADO A MENOS QUE:



RECOMENDADO ALTERNADO CON (b):

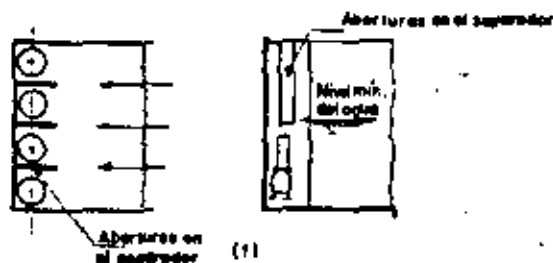


Fig. BF-37 (1-6)

Figura BF-37 (f) - (1.6) - Una alternativa para (b) es establecer respiraderos en las paredes laterales, partiendo del centro al punto más bajo del nivel mínimo del agua; esto permitirá desalojar el flujo de las cámaras donde no existe el bombeo.

B-64 CORRECCION DE LOS CARCAMOS EXISTENTES.

Se ha establecido definitivamente que la turbulencia en los cárcamos para la succión de bombas es perjudicial para las bombas, para la toma y para las estructuras. También es una verdad, que es de una magnitud pequeña la fuerza que puede desarrollar u originar un remolino. Mientras se puedan evitar estos fenómenos en el nuevo diseño de estructuras ya existentes y en las cuales los problemas son ya aparentes o cuando se necesita hacer una ampliación del cárcamo, es necesario aplicar medidas de corrección. La revisión de las diversas medidas para corregir en particular los problemas de los cárcamos, se muestra en la Figura BF-38 - (1.7) En muchos casos las modificaciones que se hacen en el campo son muy caras y no garantizan el éxito y se recomienda que el modelo de cárcamo debe ser probado hasta el punto de que se tenga la seguridad de su funcionamiento efectivo para hacer los cambios aprobados.

Figura BF-38 (a) - (1.7) - Reducción de la velocidad de entrada desparramado el flujo en un área de gran tamaño o cambiar la dirección y la velocidad de entrada por medio de regularizadores.

1. - Levantar el piso en forma de que se extienda arriba del nivel mínimo del flujo.

2. - Suspendiendo y extendiendo alternativamente cerca del piso y cerca del nivel mínimo del flujo.

Figura BF-38 (b) - (1.7) - Cambiar la localización de las bombas en relación con la toma.

Figura BF-38 (c) - (1.7) - Cambiar la dirección del flujo agregando separadores en el piso y en la pared posterior del depósito, bajo el eje central de la bomba.

1. - Paralelos al flujo de entrada.

2. - Ajustarlos a la campana de la bomba si el piso es inaccesible.

Figura BF-38 (d) - (1.7) - Proveer interruptores para "detener el flujo" en caso de cárcamos de bombas múltiple y separados por paredes que tengan terminales en forma redonda u ojival.

Figura BF-38 (e) - (1.7) - Eliminar las paredes de separación.

ESTANDAR DEL INSTITUTO DE HIDRAULICA
CORRECCION A CARCAMOS EXISTENTES

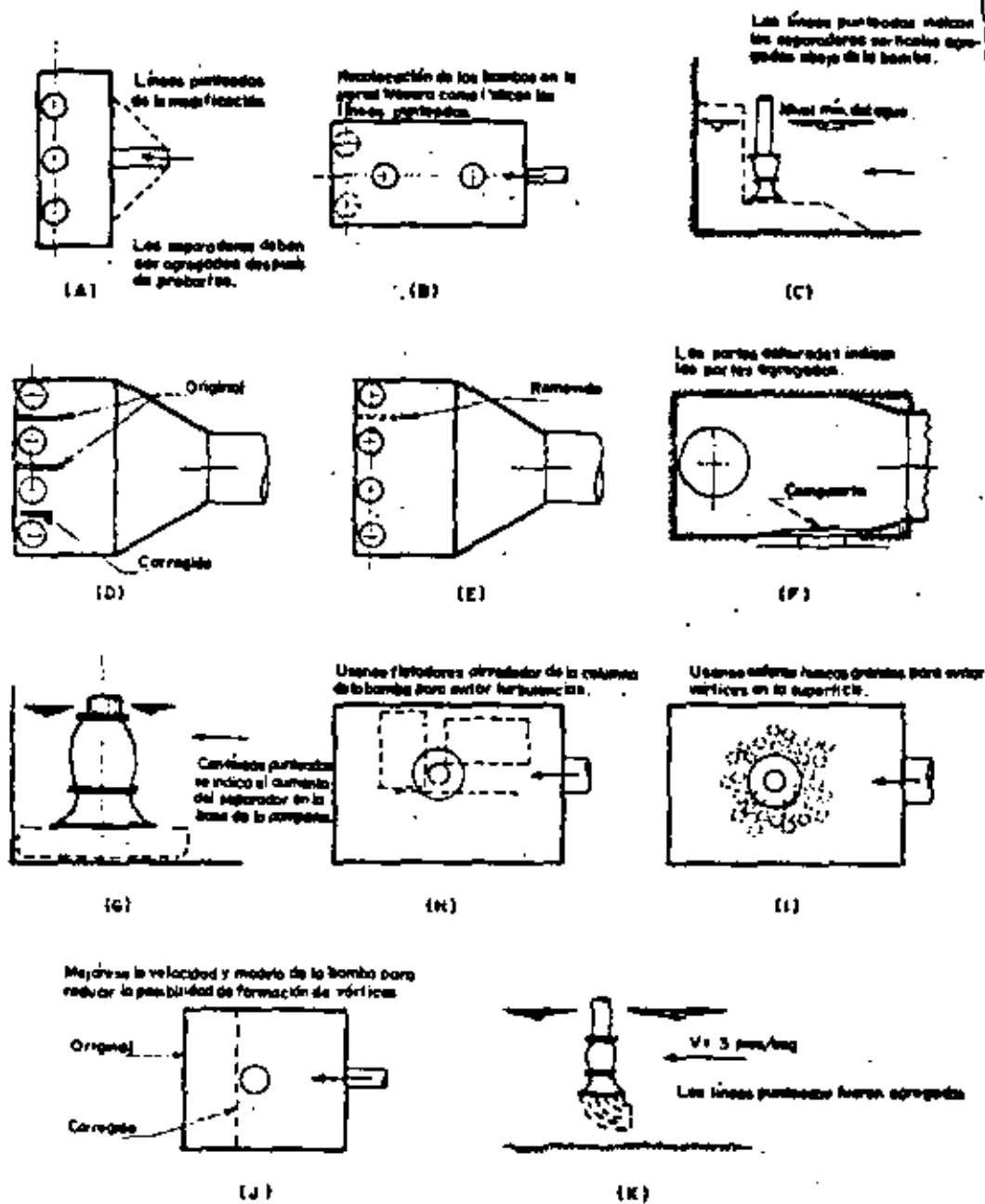


Fig. 9F-38 - (17)

Figura BF-38 (f) - (1.7) - Eliminar los cortes rectos en las esquinas amortiguándolas en las compuertas, rejillas, etc., haciendo rellenos para obtener contornos suaves.

Figura BF-38 (g) - (1.7) - Reducir la velocidad del flujo y eliminar las turbulencias, añadiendo a la campana de succión una placa de extensión y un separador.

Figura BF-38 (h) - (1.7) - Colocar tarimas reticulares de madera alrededor de la columna de la bomba para impedir los remolinos superficiales.

Figura BF-38 (i) - (1.7) - Usar esferas grandes para impedir los remolinos superficiales.

Figura BF-38 (j) - (1.7) - Mejorar la velocidad del modelo de la bomba para reducir la posibilidad de la formación de remolinos.

Figura BF-38 (k) - (1.7) - Cambiar la dirección de la entrada del flujo gradualmente por medio de paletas curvas paralelas.

En general:

1. - Conservar el flujo de entrada abajo de 2 pies por segundo.
2. - Conservar el flujo en el cárcamo abajo de 1 pie por segundo.
3. - Evitar el cambio de dirección del flujo de la toma a la bomba.
4. - Cambiar la dirección, gradualmente, en forma suave e independiente.

Cualquiera de estas alteraciones, ya sean individualmente o en combinación, ayudarán a crear un flujo mejor en el cárcamo; si persisten las molestias será necesario limitar el flujo total o cambiar tanto las velocidades como el tamaño de la bomba.

B-65

PRUEBA CON LOS MODELOS DE ENTRADA

Muy a menudo, el análisis de los diseños propuestos sólo se puede obtener haciendo pruebas con modelos a escala de la toma. Los ingenieros responsables para el diseño de una estación de bombas, deben consultar con el fabricante de la misma para establecer uno o más arreglos de la entrada. Las pruebas para un modelo de cárcamo deberán ser, en este caso, dirigidas por la Universidad o por el fabricante de la bomba. Las pruebas del modelo de cárcamo pueden mostrar modificaciones en la estructura o en el arreglo de los amortiguadores cuando sea necesario y algunas veces las pruebas de modelos de cárcamo muestran lo considerable de la economía que se puede hacer en el diseño de la estructura de la entrada. El modelo deberá ser bastante extenso para incluir todas las partes del canal que puedan afectar el flujo cerca de la bomba, incluyendo rejillas y compuertas.

Pueden producirse diferencias entre el modelo y el prototipo, en vista de que todas las consideraciones de similitud no pueden producirse simultáneamente; por consiguiente el rango de niveles y velocidades debe de ser estudiado hasta reducir, en lo posible, cualquier acontecimiento desfavorable o indeseable que parezca, a la simple vista, insipiente en condiciones matemáticas análogas.

El flujo comparable en el modelo que se considera, puede ser obtenido por medio de los números de Froude, sobre esta base:

$$V_m = V_p \sqrt{R}$$

En donde:

V_m = Es la velocidad del agua en el modelo.

V_p = Es la velocidad del agua en el prototipo.

R = Es la relación lineal entre el modelo y el prototipo, ó

$$\frac{L_m}{L_p}$$

en donde:

L_m = Es cualquier dimensión lineal en el modelo.

L_p = Es la dimensión en el prototipo que corresponde a cualquier dimensión L_m en el modelo.

Varios investigadores han encontrado una gran aproximación entre el modelo y el prototipo cuando las velocidades son iguales y cuando estas velocidades están de acuerdo con el número de Froude; por de pronto establece, y con artículo de precaución, que toda la gama de velocidades deberá ser estudiada en el modelo de prueba.

(Hasta aquí el artículo del Estándar de Hidráulica, N. del T.)

Accesorios:

Plataforma. - Se localiza en la corona del cárcamo y es en ella en donde se instala el equipo de bombeo.

Consiste en una losa de concreto armado con vanos; unos para dejar pasar las columnas de succión y otros para poder tener acceso a las escaleras, que se tienen en el interior, y ventilar el depósito. En estos últimos se colocan rejillas metálicas móviles que pueden formarse con fierros "Te"

soldados a un marco de fierro ángulo. Las aberturas entre "tes" no deberá ser mayor de 5 cm., colocando el patín arriba para comodidad del piso y - mejor trabajo estructural.

En ocasiones, toda la plataforma es metálica empleando en su estructura perfiles laminados de Fe. estructural que pueden servir a la vez - para soportar directamente las bases de las bombas. En este caso las dimensiones de las rejillas quedan supeditadas a la separación de las vigas, - recomendándose que tengan cierta uniformidad y facilidad para moverlas.

En su cálculo estructural se considera, además de las cargas muertas, el peso del equipo de bombeo incrementado en un 20%, para absorber en esta forma el impacto que se origina al trabajar y, pensando en las maniobras que se hacen sobre de ella la carga viva, puede adoptarse de 750 Kg/m^2 ó la correspondiente a una bodega de maquinaria pesada especificada por el reglamento de construcciones.

Escaleras. - Se instalan en el interior, para poder llegar al fondo - desde la plataforma, con el objeto de inspeccionar, limpiar o hacer alguna reparación sencilla a los elementos de succión: también pueden servir para llegar al conducto de la toma.

Suelen emplearse del tipo marino formadas con varilla lisa de 2.54 cm. de diámetro (1") fijadas a las paredes y con descansos de losa de concreto armado a cada 3.50 m. aproximadamente. Se recomienda rodearla de una malla de alambre u otro material conveniente para formar así, una especie - de cilindro en toda su longitud y dar confianza y mayor protección al que la - use.

Fondo. - Aun cuando lo recomendable es evitar que al cárcamo lle - gue con el agua demasiada materia en suspensión, lo cual se procura desde - la localización de la toma y a lo largo del conducto, en la práctica, casi siem - pre se tienen depósitos de lodos y arenas en el fondo, debido a que se acumu - lan principalmente, cuando no está operando el equipo; pudiendo llegar hasta atascar las bombas, en casos extremos; para no dar lugar a ello o como una medida más para la protección de las unidades lo más fácil sería dejar un - cierto espacio entre el fondo del cárcamo y la parte inferior del colador o la caja de impulsores. Sin embargo, este espacio generalmente es corto y debe limitarse para el buen funcionamiento del equipo, de acuerdo con las recomen - daciones del "Standards of Hydraulic", por lo tanto se debe buscar otra solu - ción, por ejemplo: construir el fondo del cárcamo en dos niveles consideran - do el superior para efectos de fijar la altura "C" recomendada. La diferen - cia entre estos dos niveles puede ser de más o menos 1.20 m. Fig. 1.8 Otra forma sería dividir por medio de un muro la sección del cárcamo, de tal ma - nera que se tenga un compartimiento antes del espacio que ocupan las colum - nas de succión. Estas medidas, también facilitarían la limpieza que será ne - cesaria aun de vez en cuando.

Ocasionalmente lo anterior puede no ser necesario, por ejemplo en aguas limpias de manantial, y solamente se tendrá el espacio debido a la altura "C".

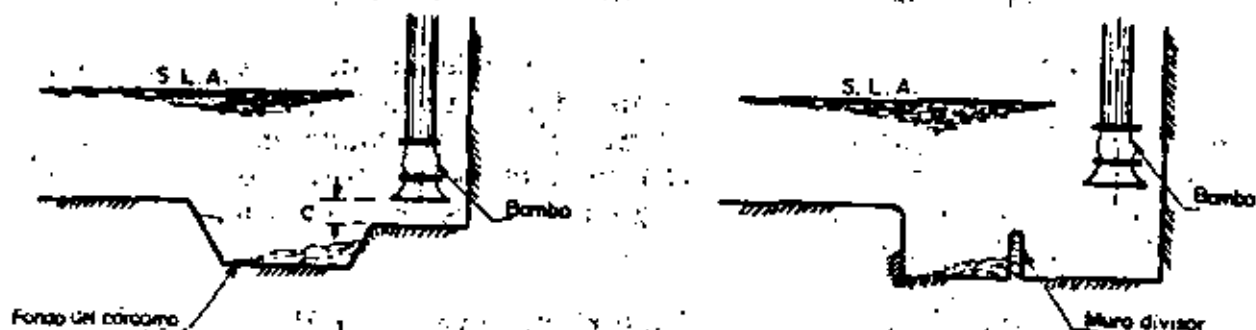


Fig. 1.B. - Fondo del cárcamo.

Cálculo estructural.

Es una estructura cerrada, sometida principalmente a cargas exteriores, debidas al empuje de tierras. Su condición de trabajo más desfavorable es cuando está vacío.

Si se construye de concreto armado, puede tratarse como un marco rígido analizando secciones horizontales de un metro de altura a diferentes elevaciones tomando en cuenta la variación del empuje de acuerdo con la clase de material y altura considerada. En este caso, por facilidad de construcción los espesores de las paredes se dejan constantes y se varía el armado de refuerzo.

Cuando se emplea mampostería el análisis será semejante, sólo que la estructura deberá quedar sujeta a esfuerzos de compresión únicamente.

Verticalmente trabaja como una columna hueca. Generalmente ya no es necesario analizarlo así, después de hacer el cálculo de secciones horizontales, porque las cargas verticales son pequeñas comparadas con el empuje de tierras.

Algunas veces, cuando el terreno es consistente solamente es necesario un revestimiento a la excavación procurando que sea impermeable. Ocasionalmente el pozo de succión puede labrarse en roca, si se tiene este material, aguas más o menos claras, en proyectos pequeños.

Elevación del fondo:

Para fijar la elevación del fondo en el cárcamo es necesario conocer algunos datos que corresponden a cada bomba y que son proporcionados por los fabricantes.

En la Fig. 1.9 se tiene esquemáticamente un caso, que puede tomarse como general y representa una centrifuga vertical. Las acotaciones indican:

d_c es el tirante crítico en la descarga al cárcamo, determinado para las condiciones críticas de bombeo, y suponiendo una entrada libre. Cuando existan compuertas en la entrada, habrá que determinar el nivel del agua dentro del cárcamo considerando el tirante antes de la compuerta y las pérdidas por entrada.

C Altura vertical del espacio entre el fondo y la campana de succión.

Elev. T Elevación de la plantilla al final del conducto.

Elev. F Elevación del Fondo.

Elev. R Elevación del nivel mínimo del agua en el cárcamo.

Características de Fabricación de la Bomba.

K Sumergencia mínima, requerida por la bomba (véase pag. 106)

N Altura que ocupa un paso de impulsores.

P Altura de la campana de succión.

M Espacio vertical, ocupado por la bomba, incluyendo todos los pasos y el de la campana de succión.

Z Altura entre el nivel mínimo del agua en el cárcamo y la brida de la campana de succión.

Es claro, que la elevación del fondo se determinará como sigue:

$$\text{Elev. F} = \text{Elev. T} + d_c - (Z + P + c)$$

$$Z = K + N$$

Se recomienda no considerar el mínimo valor de Z, sino un poco mayor y para ello se aumenta K, ya que N es fijo para un caso dado.

darse el caso de que, de acuerdo con el estudio agrológico e hidrológico, se necesita el gasto máximo en una época en que dicho nivel no es precisamente el mínimo; esto dependerá del calendario de riego.

En cualquier caso, el cálculo hidráulico es análogo al que se expone a continuación, para lo cual servirá la figura 1.10

Se propone una sección hidráulica para el conducto que alimentará al cárcamo y se calcula el tirante crítico empleando la fórmula que define un régimen crítico, es decir:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \text{Fórmula general.} \quad d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}} \quad \text{Para sección rectangular.}$$

En estas fórmulas:

Q = Gasto en $m^3/\text{seg.}$

g = Aceleración de la gravedad 9.81 m/seg/seg.

A = Area hidráulica en m^2 .

T = Ancho, normal al flujo, de la superficie del agua en m.

B = Ancho de la plantilla de la sección en m.

d_c = Tirante crítico en m.

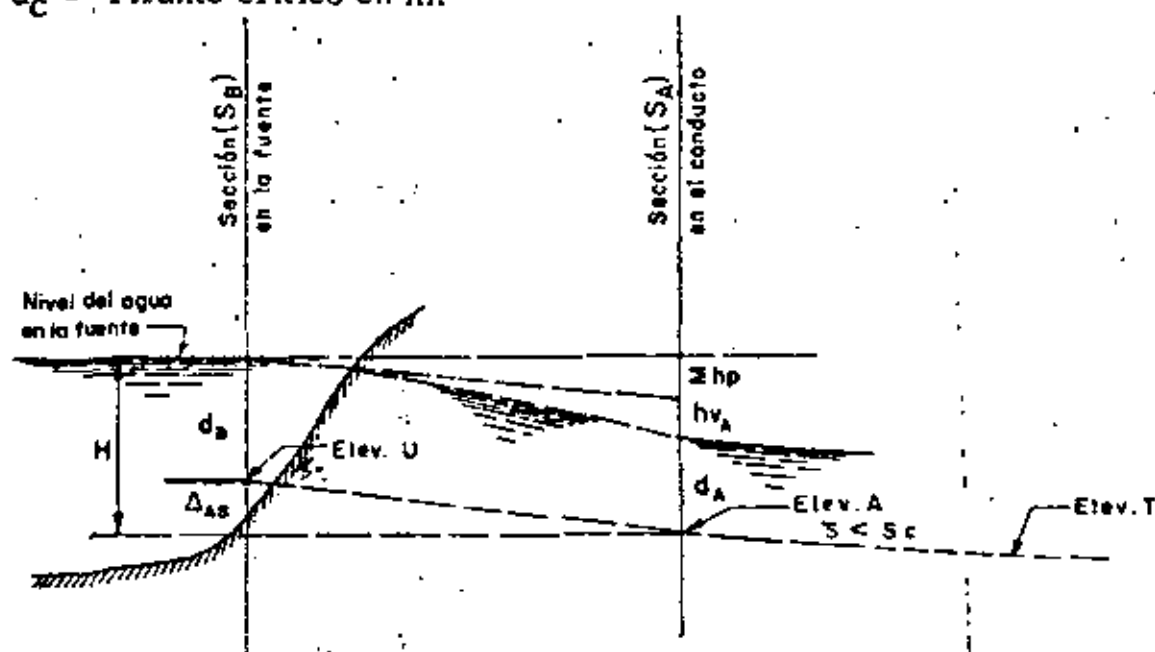


FIG. 1.10. - Hidráulica de la toma

Conocido este tirante, se puede calcular la pendiente crítica con la fórmula general de la velocidad de Chezy; empleando para c el coeficiente de Manning, Kutter, Bazin o de cualquier otro investigador. Generalmente se emplea Manning.

$$v = c \sqrt{rs} \quad \text{Chezy}$$

$$c = \frac{1}{n} r^{1/6} \quad \text{Manning.}$$

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \quad ; \quad S_c = \left(\frac{v_c n}{r_c^{2/3}} \right)^2 \quad \text{Pendiente crítica.}$$

$$S_c = \text{Pendiente crítica.} \quad v_c = \text{Velocidad crítica en m/seg.}$$

$$n = \text{Coeficiente de rugosidad.} \quad r_c = \text{Radio hidráulico crítico en m.}$$

A continuación, se elige, para el conducto, una pendiente menor que la crítica para tener un régimen de escurrimiento tranquilo, calculándose el tirante normal y la velocidad correspondiente.

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = A r^{2/3}, \quad \text{Para calcular el tirante normal.}$$

$$S < S_c \quad \text{y,} \quad v = \frac{Q}{A} \quad \text{velocidad en m/seg.}$$

Se recomienda que esta velocidad tenga un valor alrededor de 1.00 m/seg. y 1.50 m/seg. para no tener problemas de velocidades altas en la entrata al cárcamo.

Si con la sección y pendiente propuestas, no se consigue lo anterior, se hacen otros tanteos hasta lograrlo, ya sea variando las características geométricas de la sección, la pendiente o ambos elementos.

Teniendo la sección definitiva del conducto y el tirante normal, se plantea el teorema de Bernoulli entre una sección del conducto y otra antes de la toma, con el objeto de determinar la carga hidráulica para que se verifique el escurrimiento del gasto Q .

Por lo tanto se tendría (véase Fig. 1.10)

$$d_A + h_{vA} + \sum h_p = \Delta_{A-B} + d_B + h_{vB} \quad (a)$$

y si se considera que $v_B = 0$ y $h_{v_B} = 0$ (velocidad en la fuente).

$$d_A + h_{v_A} + \sum h_p = \Delta_{A-B} + d_B \quad (a')$$

Si convencionalmente aceptamos que:

d_A = Tirante normal en la sección "A"

h_{v_A} = Carga de velocidad en sección "A"

Δ_{A-B} = Desnivel entre las dos secciones.

d_B = Tirante en la sección "B"

h_{v_B} = Carga de velocidad en la sección "B"

$\sum h_p$ = Suma de pérdidas de energía entre las dos secciones.

Las pérdidas de carga en general serán:

h_r ; por rejillas.

h_e ; por entrada al conducto.

h_f ; por fricción entre las dos secciones.

h_t ; por transición entre las dos secciones.

h_x ; por pérdidas por otros conceptos.

Si: $\Delta_{A-B} + d_B = H$

De acuerdo con la (a') se tendrá:

$$d_A + h_{v_A} + \sum h_p = H$$

Que es la carga necesaria para que escurra el gasto Q con el tirante

d_A

Elevación umbral de la toma.

Llamémosle elevación U , por lo tanto:

$$\text{Elev. } U = \text{Elev. N. A. Min. Río} - d_B$$

Como observación se dirá que la magnitud vertical del área expuesta de la rejilla deberá ser igual o menor que el tirante en el río d_B , aun cuando por otras conveniencias la magnitud vertical de la rejilla se deje mayor.

Elevación del conducto.

Si se llama elevación A a la elevación de la plantilla inicial del conducto se tiene que:

$$\text{Elev. } A = \text{Elev. N. A. Min. Río} - d_B - \Delta_{A-B}$$

Elevación final del conducto

Si la pendiente (s) es constante, la elevación T valdrá al final de la longitud L del conducto.

$$\text{Elev. } T = \text{Elev. } A - sL$$

Nivel mínimo del agua en el cárcamo

Generalmente, antes de descargar el conducto se construye la plantilla horizontal y en ocasiones es requerida una ampliación a la entrada al cárcamo. Se calculará el tirante crítico correspondiente a la última sección y la elevación del nivel de aguas mínimas será:

$$\text{Elev. N. A. Min. Cárcamo} = \text{Elev. } R = \text{Elev. } T + d_c$$

y para el caso de tener compuertas:

$$\text{Elev. } R = \text{Elev. } T + d_n - \Sigma h_p;$$

siendo d_n el tirante normal en el conducto y Σh_p las pérdidas por entrada.

Funcionamiento de la toma.

Si el nivel del agua en el río aumenta con relación al nivel considerado en el cálculo de la toma, el tirante en el conducto es mayor y consecuentemente el gasto que llega al cárcamo; pero el equipo solamente elevará una cantidad de agua de acuerdo con su capacidad.

Cuando el nivel del agua en el cárcamo sea superior a la clave del conducto, el funcionamiento que se tendrá será de vasos comunicantes y se puede considerar que el nivel del agua en la fuente es el mismo que el que existiría en el cárcamo.

3. EQUIPO DE BOMBEO

Lo constituyen todas las unidades (bomba y motor) de bombeo, instaladas para proporcionar el gasto requerido, así como los accesorios de control y protección (válvulas) antes de iniciarse la descarga común y los dispositivos de arranque y parada.

En el capítulo III se expone un ejemplo para determinar las características de las unidades de bombeo.

4. DESCARGA

Puede decirse que la descarga de una planta de bombeo comprende todos los elementos e instalaciones que se requieren para conducir el agua, desde la salida de la bomba hasta donde se inicia su distribución.

De acuerdo con lo anterior, en la descarga de la planta se distinguen básicamente los siguientes elementos: tubería de descarga y tanque de descarga.

Tanque de Descarga

Dependiendo de la magnitud del proyecto podrá ser o no necesario un tanque de descarga propiamente dicho, pues en ocasiones para gastos pequeños, la bomba puede descargar directamente al canal de riego en un tramo que desde luego deberá estar revestido.

Ordinariamente este tanque se construye sobre la superficie, de sección rectangular, pero puede presentarse la necesidad de sobreelevarlo con relación al terreno, es decir, construir un tanque elevado con el fin de proporcionar en la zona de riego, las presiones requeridas: por ejemplo, tratándose de un riego por aspersión. Este último se hace, cuando por circunstancias -- del proyecto no convenga conectar la tubería de descarga directamente con la red de distribución, proporcionando con el mismo equipo de bombeo las presiones deseadas, que es lo que generalmente se acostumbra.

Localización del Tanque

En general, cuando se trata de proporcionar el riego mediante conductos funcionados por gravedad, la localización del tanque de descarga, en cierto modo, esta condicionada principalmente: a la topografía de la zona de riego, a la extensión de la misma y a la ubicación del equipo de bombeo. Es decir, -- topográficamente se buscará situarlo a una elevación suficiente para dominar todos los terrenos, procurando que en lo posible, los canales principales de --

riego que se inicien en este sitio sean cortos y buscando además, una extensión proporcional y equilibrada de las áreas de riego dominadas por cada uno de ellos. Respecto a la ubicación del equipo de bombeo, ésta deberá considerarse a fin de prever en cada posibilidad de descarga: la longitud de tubería, problemas de cruce, topografía y clase de terreno por el eje de la tubería de descarga.

No en todos los proyectos será visible la conveniencia de efectuar la descarga del gasto total hasta los terrenos más altos. En varias ocasiones, debido a la topografía, extensión y forma de la zona de riego, deberá buscarse la posibilidad de hacer varias descargas parciales a diferentes elevaciones o bien, elegir una altura para desfogar el gasto total y de este sitio hacer el rebombeo únicamente del gasto requerido para los terrenos más altos. La fig. 1.11 muestra el caso de dos descargas.

Lo anterior se hace, con la idea de abatir el costo de operación del sistema de riego, así como el de construcción de los canales, sin que sea notable el incremento de la inversión inicial del proyecto, debido a las instalaciones adicionales que pueda originar este tipo de solución.

Por otro lado, también es frecuente, que se pretenda regar las tierras localizadas a lo largo de las márgenes de un río. En este caso, las descargas son inmediatas o cortas, y su elevación es fácil de elegir, pero en muchas ocasiones los canales de riego resultan costosos, debido a la forma alargada de la zona de riego; por lo que se recomienda que para estos proyectos se comparen económicamente las posibilidades de tener:

- a. - Una planta de bombeo más o menos grande, para regar toda la zona del proyecto.
- b. - Construir varias plantas de bombeo pequeñas, con las cuales se pueda regar toda la superficie, teniendo así canales cortos, y de menores dimensiones.

Cuando se ha decidido la posibilidad (b) se sugiere seleccionar a las bombas, previendo en lo posible una uniformidad en los equipos de bombeo de las plantas, con el objeto de poder intercambiar, refacciones y demás accesorios del sistema, durante su operación, lo cual redundaría en obvias ventajas. Véase Fig. 1.12

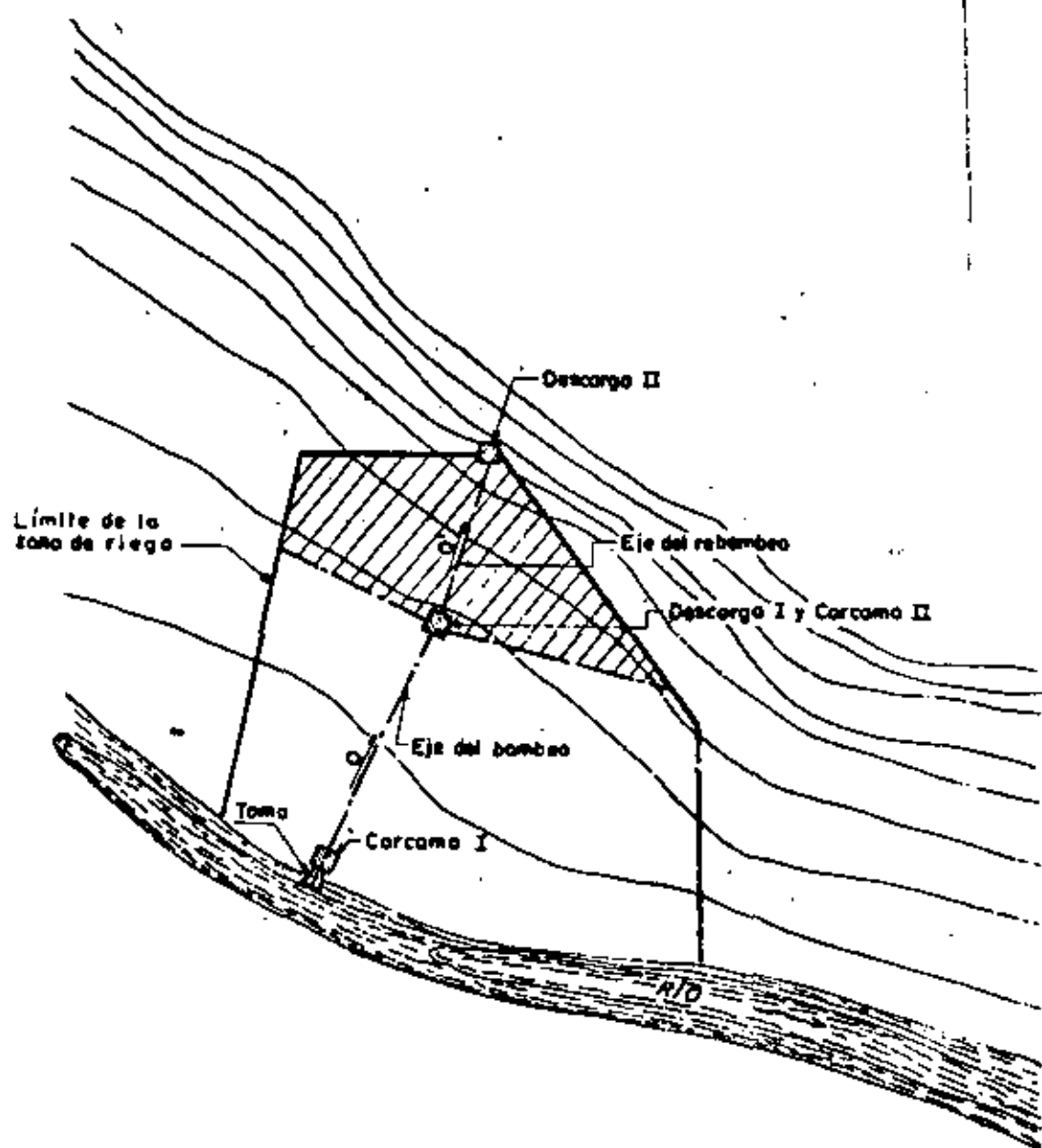


Fig. I.II Bombeo con dos descargas

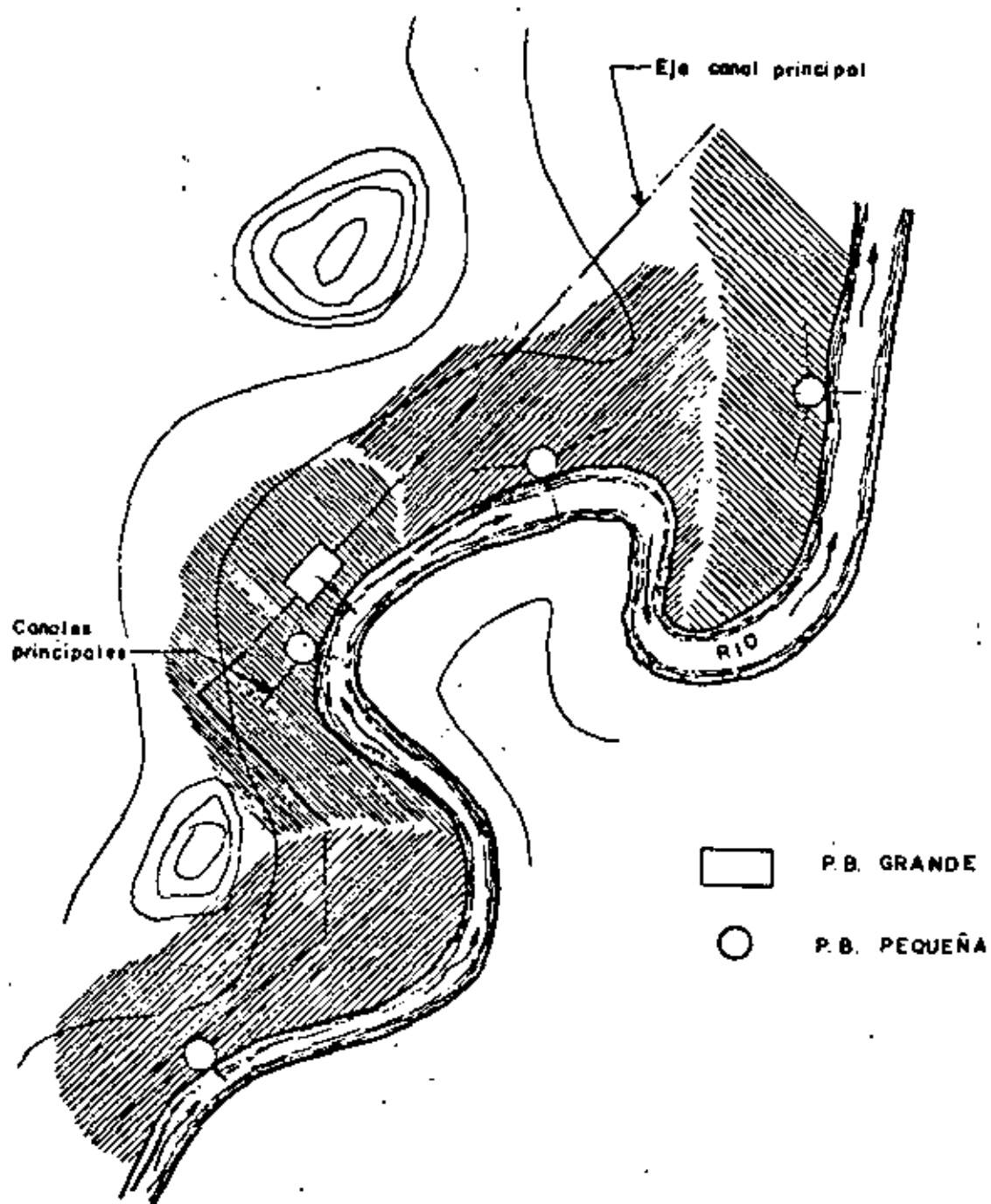


Fig. 1.12 Alternativa de riego, con una P.B. grande o varias pequeñas

Curva Elevaciones - Areas Dominadas

La elevación indicada para la descarga o descargas desde el punto de vista económico, se puede conocer trazando una gráfica que se le ha nombrado "Curva de Elevaciones-Areas dominadas", para lo cual se necesita contar con el plano topográfico de la zona de riego, conocer la ubicación del equipo de bombeo y haber elegido un eje para la tubería de descarga.

Esta gráfica se construye sobre un sistema de ejes cartesianos, anotando como ordenadas, las elevaciones según el eje de la tubería, fijando como origen el nivel del agua en la succión y como abscisas las áreas dominadas correspondientes en cada elevación, de acuerdo con un trazo aproximado de los canales. Esquemáticamente se muestra un ejemplo con la figura No.1.13.

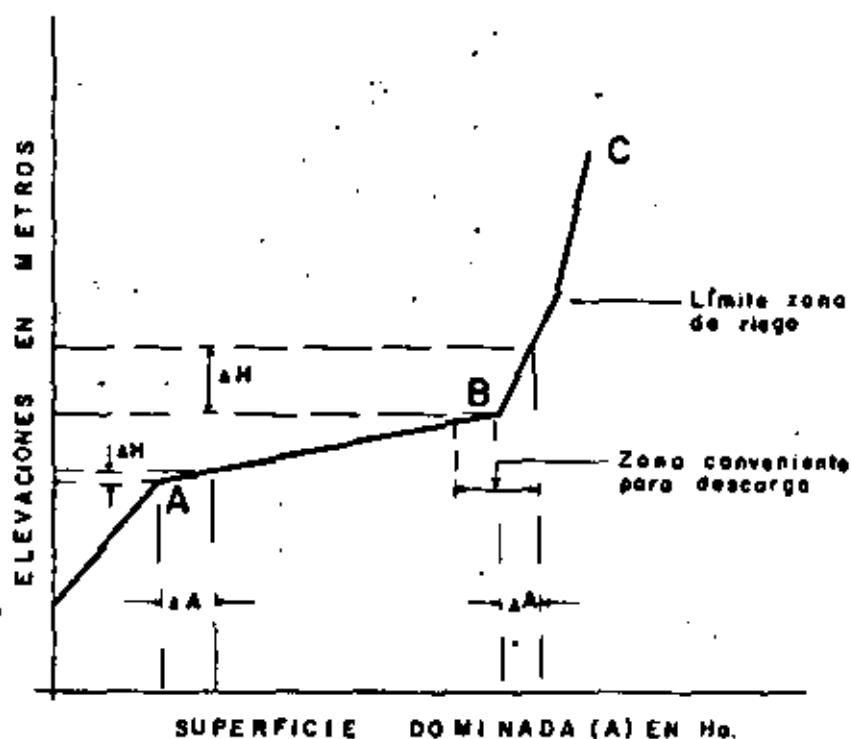


Fig. 1.13 Gráfico Elev. Ha. dominadas

En general, esta curva presenta dos zonas tales como la AB y la BC de la Fig. 1.13 de las cuales, en la primera, las áreas dominadas son más o menos proporcionales a las cargas estáticas de bombeo; en cambio, en la segunda (BC) se observará que los incrementos de superficie dominada ya no son normalmen

te proporcionales a los de la carga estática, del problema en cuestión. Por lo tanto, la transición entre estas dos zonas será un indicador que permita elegir la elevación conveniente de descargar e iniciar, si se justifica, el rebombeo.

Considerando las elevaciones viables para la descarga apoyándose en esta curva, se aconseja calcular para cada una de ellas los datos que a continuación se indican, con el objeto de evaluar y discutir cada alternativa para finalmente decidir la elevación y forma de efectuar la descarga.

La serie de datos referidos son los siguientes y se han anotado según el orden cronológico de cálculo, además, se ha considerado energía eléctrica para el impulso de los motores. La forma de conocer estos conceptos se expone en los capítulos de estos apuntes.

Datos Generales

- Elevación de la Descarga
- Área dominada
- Gasto requerido
- Carga estática del bombeo
- Longitud de tubería de descarga
- Diámetro y clase de la tubería de descarga
- Pérdidas de energía mayores en la tubería
- Carga total de bombeo aproximada
- Características del equipo de bombeo (número y tipo)
- Tipo y Potencia de motores
- Accesorios de control y protección (válvulas, compuertas, etc.)
- Características de las obras de Ingeniería Civil (cárcamo y canales)
- Características de la Subestación eléctrica
- Características de la Electrificación

Datos de Costos

- Costo tubería de descarga
- Costo Equipo de Bombeo
- Costo accesorios de control y protección
- Costo de las obras de Ingeniería Civil
- Costo obras de Ingeniería Eléctrica
- Costo cuota fija de electrificación
- Costo aproximado del metro cúbico de agua bombeada

Dimensiones del Tanque

Puesto que el gasto requerido en la zona de riego, en un momento dado, es proporcionado con el equipo de bombeo y los canales principales, se diseñan para el gasto máximo necesario; este tanque no es empleado como estructura -

regularizadora de gasto como sucede por ejemplo, en los problemas de abastecimiento de agua a poblaciones y únicamente sirve de transición entre la descarga de las tuberías y el inicio de los canales de riego. Por lo tanto, el gasto de llegada será igual al de salida y en el diseño de este tanque no se considera ningún volumen de agua retenido. Sus dimensiones, más que por otro factor, estarán en función del diámetro de las tuberías de llegada, y el espacio entre ellas, número y tamaño de las "tomas" necesarias, carga hidrostática requerida para estas tomas, así como de la facilidad para operarlas. Además, a estos datos - habrá que agregar en su proporcionamiento definitivo el criterio y juicio del proyectista.

Tomas en el Tanque

Cuando un solo canal principal se inicia en el tanque de descarga, no es necesario instalar una toma controlada ya que, bastará con hacer en el tanque - una escotadura de forma igual a la sección del canal para establecer el flujo; en el caso de iniciarse más de un canal puede ser necesaria la instalación de compuertas como por ejemplo las del tipo Miller o deslizantes.

Con el objeto de medir el gasto hidráulico que proporciona el equipo de bombeo y saber el que se entrega a la zona de riego (datos importantes en la operación del sistema) cerca del tanque de descarga y en los canales principales se construyen dispositivos o se instalan aparatos para esa finalidad; es usual y suficiente construir un vertedor de pared delgada con sus escalas de gastos correspondientes, también son útiles los medidores tipo Ventury o Parshall.

Existen en el mercado diversos tipos de medidores mecánicos automáticos, para ser instalados en tuberías o canales. Se recomienda instalar de este tipo, ya sea a la salida de las tuberías o en el inicio de los canales, pero - - siempre y cuando se tenga la certeza de su efectividad.

En ocasiones, se han instalado medidores mecánicos que por su grado de sensibilidad pueden obtenerse con ellos datos erróneos, por lo cual, se recomienda solicitar y consultar el catálogo de las casas vendedoras a fin de contar con información relativa a la medición del agua y el tipo de medidor que más convenga emplear, dadas las condiciones del caso.

En la Fig. No. 1. 14 se tiene un medidor de aspas, para ser instalado en un canal. Registra el volumen de agua acumulado que pasa por él y con ayuda de un cronómetro puede determinarse el gasto en un momento dado.

Nivel del Agua en la Descarga

La elevación de la superficie libre del agua del tanque (elevación D) estará supeditada a la elevación requerida por la plantilla del canal en el origen - (elevación P) del tirante correspondiente al gasto máximo (d) y de la carga hidráulica necesaria para operar las tomas o medidores.

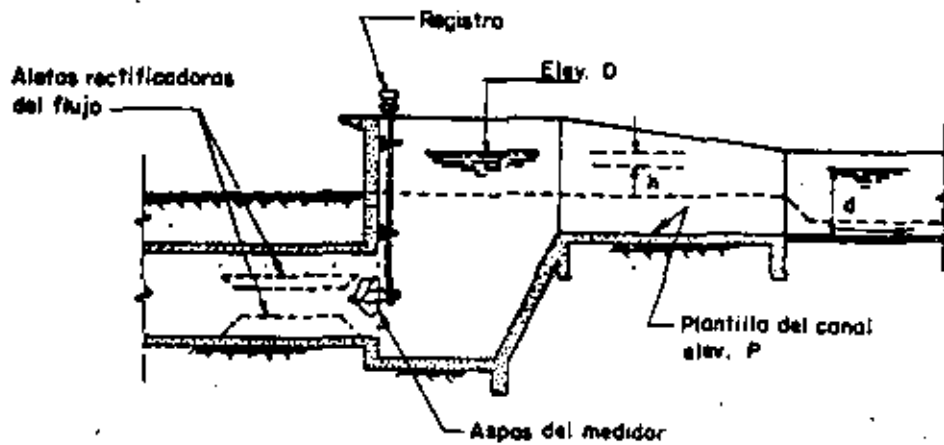


Fig. 1-14. - Medidor de aspas en un canal

Por lo tanto:

$$\text{Elevación D} = \text{Elevación (P)} + d + h$$

TUBERIAS DE DESCARGA

Descargas cortas

Cuando la descarga se hace inmediatamente al cárcamo, lo más conveniente es que cada bomba desfogue individualmente a un tanque o pileta, mediante una tubería que resulta ser corta y cuyo diámetro se elige igual al diámetro de la descarga de la bomba que, en el caso de bombas verticales será del codo cabezal. Esto generalmente se usa para evitar piezas especiales de reducción o ampliación que no se justifican dado la longitud de la tubería.

En estos casos el fenómeno del golpe de ariete que se puede tener por el paro de las bombas no es considerable y los accesorios de protección como son las válvulas; tanto para las bombas como para las tuberías, se eliminan.

En general, para evitar que el impulsor de las bombas gire en sentido contrario al normal de trabajo, debido al regreso del poco volumen de agua retenido en la tubería y columna de succión; en el caso de bombas verticales los motores eléctricos están provistos de un control llamado "trinquete de no retroceso" y en el caso de motores de combustión y bombas verticales, el cabezal de engranes

es el que impide ese movimiento. Por otra parte el regreso de este volumen de agua, ocasiona un lavado a los impulsores de la bomba, lo cual es beneficioso.

Descargas largas

Cuando la descarga se localiza lejos del equipo de bombeo y se tengan varias bombas, cada una de ellas también puede descargar individualmente, no obstante, es usual por razones económicas, conectarlas a una tubería común de mayor diámetro y con ella conducir el gasto total hasta el sitio elegido. En ocasiones será necesario o conveniente más de una tubería común lo cual dependerá de la magnitud del gasto, del número de bombas y de la forma que se prevea para combinar la operación del sistema, de tal manera que el gasto suministrado esté de acuerdo con las necesidades del riego.

Las características de la tubería de descarga, como son: diámetro, material, espesor, etc., se determinan mediante un estudio técnico-económico que permita elegir aquella que ofrezca mayor seguridad contra los esfuerzos a que estará sometida, previendo todas las contingencias, pero que además se tengan los mínimos costos, tanto iniciales como de conservación, así como los que se originan por las pérdidas por fricción que se tengan en el sistema.

Respecto al diámetro debe considerarse que para un gasto (Q) y clase de tuberías dadas, en una de menor diámetro se tienen mayores pérdidas de energía por fricción y consecuentemente esto origina un aumento de la carga de descarga del sistema y por lo tanto en la potencia requerida por la bomba, lo cual se traduce en el aumento en los costos de operación. No obstante, el costo de esta tubería es menor y los accesorios, como son las válvulas, piezas especiales, etc., también lo serán. Una tubería de diámetro mayor cuesta más inicialmente, pero al producirse en ella menos pérdidas de energía, se puede tener un ahorro en la potencia, que a la larga y en muchas ocasiones es mayor que el costo adicional en su precio inicial, comparado con otra de menor diámetro.

El cuadro de la página No. 59 puede ser útil para hacer un análisis económico en la elección del diámetro que convenga, desde este punto de vista y empleando tubería del mismo material. Después de efectuar varias alternativas, variando material y diámetro se podrá llegar a definir las características de la tubería de descarga.

Es recomendable en la elección del diámetro de la tubería de descarga, un análisis más o menos detallado, especialmente cuando se trata de una longitud grande, pues en ocasiones las pérdidas por fricción que se puedan tener en ella, ocasionan una variación en el valor de la carga manométrica, en tal forma, que puede influir notablemente en la elección del tamaño del motor y en los costos operativos de la planta, esto, independientemente de otros factores intangibles del proyecto en cuestión.

SELECCION DE LA TUBERIA DE DESCARGA

PROYECTO _____			MUNICIPIO _____			ESTADO _____			
CLASE DE TUBERIA _____			GASTO _____ m ³ /seg			FORMULA EMPLEADA EN EL CALCULO DE PERDIDA POR FRICCION _____			
DIAMETRO DE TUBERIA Y ESPESOR	LONGITUD TOTAL (m)	PERDIDA POR FRICCION			C O S T O S				
		metro/m.	TOTAL (2) x (3) (m)	ANUAL O EN TIEMPO T (4) x (T)	POTENCIA GASTADA EN FRICCION ANUAL O EN TIEMPO (T)	TUBERIA INCLUYENDO INSTALACION (m)	TOTAL TUBERIA (7) x (2)	ANUAL TUBERIA O EN TIEMPO (T) (8) = (7%) *	TOTAL ANUAL O EN TIEMPO (T) (8) + (9)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Nota — La columna (6) se valorará según se trate de usar energía eléctrica (costa de los KW) o combustible gastado

* Porcentaje aplicado en la columna (9) igual con % interés + % amortización + % conservación

En cuanto al material y espesor de las tuberías, éstos dependerán principalmente de los esfuerzos a que estará sometida debido a las presiones normales de trabajo y las que se tienen por producirse el fenómeno llamado "golpe de ariete", que se presenta en el arranque y paro de las bombas. Las tuberías empleadas con más frecuencia son las de asbesto-cemento, acero, fierro y concreto.

En varios proyectos, la clase de tubería se elige de inmediato, al considerar las presiones que se tienen en el problema y los diámetros y resistencias de las tuberías que existen en el mercado mediante unos cálculos sencillos, por ejemplo: Considérese un bombeo como el que se indica en la Fig. No. 1.15 cuyos datos son:

Elevación de la succión	200 m.
Elevación de la descarga	270 m.
Gasto Total	1 m ³ /seg.
Longitud de descarga	2 500 m.

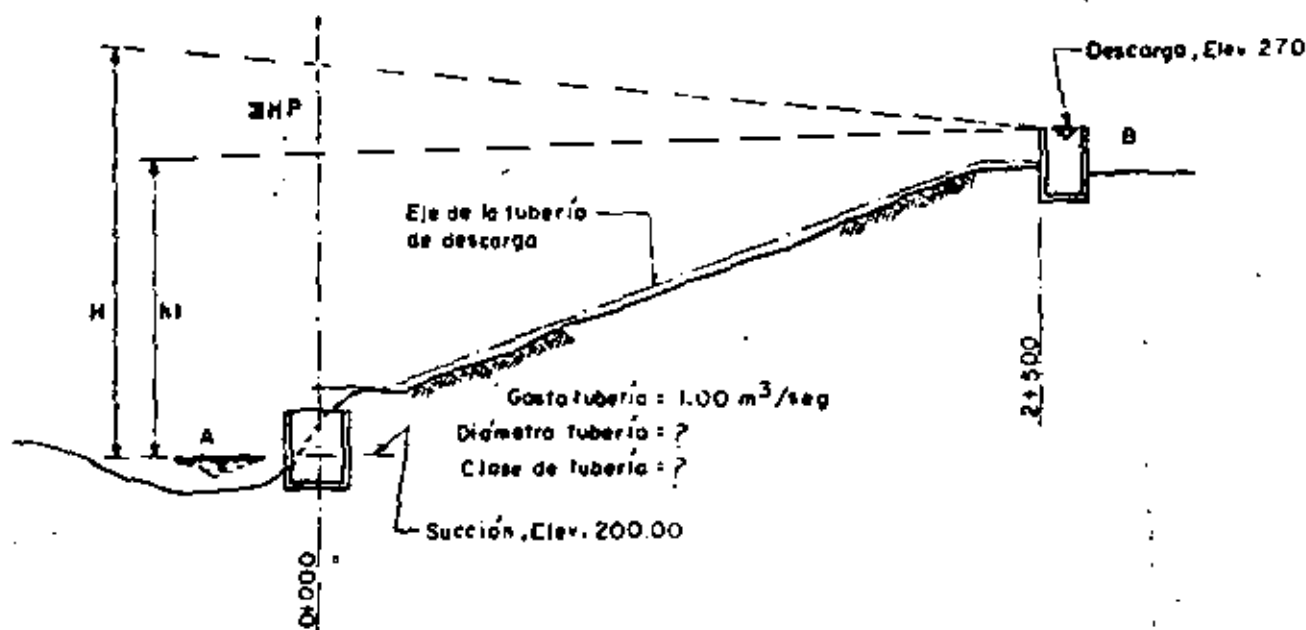


Fig. 1.15 Croquis de bombeo de A a B

De acuerdo con los datos anteriores, las cargas de presión normales serán, aproximadamente, las siguientes:

$H = \text{Carga estática} + \text{pérdidas mayores} + \text{pérdidas menores}$

Carga estática:

Elevación de descarga	270
Elevación de succión	-200
Carga estática	70 m.

Presión = 7 Kg/cm².

Pérdidas mayores:

Carga por fricción:

Considerando una velocidad en la tubería de 2.50 m/seg., se tiene que el diámetro de la tubería deberá ser:

Para: $Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y $v = 2.50 \text{ m/seg.}$

Como: $Q = v \cdot A$

Luego: $A = \frac{Q}{v} = \frac{1.0}{2.5} = 0.4 \text{ m}^2$

$A = 0.4 \text{ m}^2 = 0.785 D^2$

De donde:

$$D = \sqrt{\frac{A}{0.785}} = \sqrt{\frac{0.4}{0.785}} = \sqrt{0.52} = 0.72 \text{ m.}$$

$$D = 0.72 \text{ m.} = 28.35''$$

Diámetro Comercial (inmediato superior) = 30" = 76 cm.

La velocidad correspondiente a este diámetro es:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1.0}{0.785 \times 0.76^2} = 2.21 \text{ m/seg.}$$

Empleando la fórmula de Manning:

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}; \quad \text{para el cálculo de las pérdidas por fricción.}$$

Según el nomograma que resuelve esta fórmula, se tiene para tubería de asbesto:

$$h_f = 4.3 \quad (\text{véase nomograma}) \text{ Pág. 206.}$$

$$h_f = \frac{4.3}{1000} \times L = 0.0043 \times 2500 = 10.75 \text{ m.}$$

Pérdidas menores:

Suponiendo que las pérdidas menores por accesorios (válvulas, codos, etc.), vale de acuerdo con la experiencia, 2.50 m.; el valor de la presión total, aproximadamente, será:

Carga estática total (h_{et})	70.00 m.
Pérdidas mayores (h_f)	10.75 m.
Pérdidas menores ($h_{acces.}$)	2.50 m.
Carga dinámica total aprox. (H_D)	83.25 = 84.00 m.
Presión normal aproximada	8.4 Kg/cm ² .

Sobrepresión por Golpe de Ariete

El fenómeno de golpe de ariete que se presenta al abrir o cerrar una válvula, es semejante al que se tiene por el paro o arranque de las bombas, - ya sea en condiciones de operación normales o por una interrupción de la energía eléctrica, cuando ésta se utiliza en los motores que impulsan a las bombas.

Existen métodos analíticos y gráficos para el cálculo de la sobrepresión por "golpe de ariete" para sistemas de bombeo. No obstante, un análisis minucioso de este fenómeno es generalmente complejo y laborioso, sobre todo cuando se trata de varias bombas conectadas a una tubería. Fig. 124 . En la mayoría de los casos, dada la magnitud del problema, no se justifica efectuar dicho análisis si se considera el tiempo necesario para hacerlo y además, los valores que se obtienen, quedan dentro de los calculados en forma menos aproximada.

Por otro lado, se tiene la inquietud de elaborar en un futuro, un programa para cálculo electrónico, que en forma abreviada y adaptado al rango de los problemas de bombeo para riego, en cuestión, permita determinar más - aproximadamente la magnitud de este fenómeno que por ahora no es posible -- efectuar. Así pues, para cálculo de sobrepresión por golpe de ariete se ha --

adoptado la fórmula de Lorenzo Allievi que se escribe a continuación. Con esta fórmula se obtiene el valor máximo que puede adquirir esta sobrepresión ya que fue deducida considerando las condiciones más críticas para el cierre de una válvula, esto es, aceptando que la máxima sobrepresión se verifica al instante de la primera fase del fenómeno y que el tiempo de cierre es:

$$T = \frac{2L}{a}$$

La fórmula es:

$$h_t = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{E_a d}{E_t e}}} \quad ; \quad \text{para} \quad T = \frac{2L}{a}$$

Representando:

h_t = Sobrepresión de inercia por golpe de ariete en, m.

v = Velocidad del agua en la tubería, en m/seg.

E_a = Módulo de elasticidad del agua, en Kg/cm².

D = Diámetro interior de la tubería, en cm.

e = Espesor de la tubería, en cm.

E_t = Módulo de elasticidad del material de la tubería, en Kg/cm².

L = Longitud de la tubería, en m.

a = Celeridad de la onda de presión, en m/seg.

Módulos de elasticidad para algunos materiales:

<u>Material</u>	<u>Kg/cm²</u>
Acero	2.100,000
Hierro fundido	930,000
Concreto simple	125,000
Asbesto - cemento	210,000
Agua	20,700

Alievi.

Se tienen los siguientes datos para sustituirlos en la fórmula de --

$$v = 2.21 \text{ m/seg.}$$

$$E_a = 20,700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_t = 210,000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (asbesto - cemento)}$$

$$d = 76 \text{ cm.}$$

$$e = 8 \text{ cm. (se vé en catálogos)}$$

$$h_1 = \frac{145 \times 2.21}{\sqrt{1 + \frac{20,700 \times 76}{210,000 \times 8}}} = \frac{320}{\sqrt{1 + \frac{1,573,200}{1,680,000}}} = \frac{320}{\sqrt{1 + 0.936}}$$

$$h_1 = \frac{320}{\sqrt{1.936}} = \frac{320}{1.39} = 230.21 \text{ m.}$$

$$h_1 = 230.21 \text{ m.}$$

$$h_1 = P_1 = 23.02 \text{ Kg/cm}^2$$

De acuerdo con los cálculos se tiene que las presiones en el sistema son :

$$\text{Presión normal } (P_n) = 83.40 = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sobrepresión por G. A. } (P_i) = 230.2 \text{ m.} = 23.02 \text{ Kg/cm}^2$$

Observando los valores anteriores, se puede pensar en las siguientes posibilidades.

- a). - Emplear tubería de asbesto-cemento de 30" de diámetro con válvulas de alivio.
- b). - Emplear tubería de acero con válvulas de alivio.
- c). - Emplear tubería de acero capaz de resistir la presión total para el caso más crítico de funcionamiento o sea cuando:

$$P_t = 8.4 + 23.02 = 31.4 \text{ Kg/cm}^2.$$

20

Posibilidad (a)

De acuerdo con la experiencia, se acostumbra considerarle a las válvulas de alivio una eficiencia de 80%, por lo tanto, la presión que servirá para la elección de la tubería, empleando válvulas de alivio es:

$$P_t = P_n + 20\% P_i$$

y para el caso en cuestión, se tiene:

$$P_t = 8.4 + 0.20 \times 23 = 8.4 + 4.6 = 13.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_t = 13.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Que sería la presión soportada por la línea y observando este valor se deberá emplear una tubería de asbesto-cemento de 30" de diámetro tipo A-14. (14.0 Kg/cm²).

Posibilidad (b)

Espesor de la tubería de acero:

Considerando el rango de los diámetros y presiones que ordinariamente se tienen para las tuberías de descarga en estas plantas de bombeo; el espesor se determina consultando las especificaciones de los fabricantes de tubería, teniendo como datos el diámetro y la presión considerada. La tubería empleada es la fabricada con acero "Grado B", según especificaciones de la A. P. I. (American, Petroleum Institute).

En forma aproximada se puede calcular el espesor con la fórmula llamada del "cilindro delgado" que es:

$$e = \frac{P d}{2 f_s} + c$$

Siendo:

e = espesor en cm.

P = Presión total considerada en Kg/cm².

d = diámetro interior en cm.

f_s = 0.6 f_y = 0.6 x 1900 = 1140 Kg/cm².

c = Espesor adicional previsto para corrosión y que no se considera en la resistencia de la tubería. Su valor varía de 1.5 a 2.5 mm. Generalmente se adopta 1.5 mm.

Consultando el catálogo de tubería de acero para: $P = 13.0 \text{ Kg/cm.}$
y $d = 30'' \phi$ se observa que la tubería deberá tener $0.635 (1/4'')$ de espesor.

Posibilidad (c)

$$P = 31.4 \text{ Kg/cm}^2 ; d = 30'' ; e = 1.27 (1/2'')$$

De acuerdo con los cálculos anteriores, es claro que en este ejemplo se vislumbra que lo conveniente es emplear tubería de acero y válvulas de alivio (Posibilidad (b), ya que, para estos diámetros y estas presiones la de asbesto-cemento es más costosa, así como también la de acero de $1/2''$ de espesor. No obstante, esa aseveración se aclara con la comparación de costos aproximados de las tres líneas que se indican a continuación, y en los cuales se han considerado los conceptos más importantes que afectan a la inversión inicial en cada posibilidad. El costo de las válvulas de alivio no se consideró porque afectan a las dos posibilidades más viables (a) y (b).

Posibilidad	Precio por m. \$/m	Costo junto, inst. y prueba. \$/m	Pintura anticorrosiva \$/m	Costo aprox. Total \$/m
(a) Tubería de a-c A-14 de $30'' \phi$	1 500	60	-	1 560
(b) Tubería de acero, $30'' \phi \times 1/4''$	700	200	75	975
(c) Tubería de acero, $30'' \phi \times 1/2''$	1 160	365	75	1 600

En términos generales se prefiere tubería de acero para descargas mayores de $24''$ de diámetro; no obstante deberá hacerse siempre un estudio económico para decidir la elección.

Con la idea de adoptar para la línea de descarga, una solución en la cual se tengan las menores pérdidas de energía y un ahorro en su costo; es aconsejable, proponer y analizar varias posibilidades, por ejemplo, en la Figura No. 1. 16 se presentan 4 soluciones propuestas para la descarga del problema de bombeo AB. Como puede observarse, en la solución (a) dadas las condiciones topográficas y de acuerdo con el gradiente de energía, se propone usar tubería de acero en el tramo AC y tubería de asbesto de C a B. En la proposición (b) en el punto C se ha considerado la construcción de una caja rompedora de presión e instalar tubería de acero de A a C y un sifón de concreto de C a B. La proposición (c) indica la posibilidad semejante a la anterior pero en lugar del sifón de concreto se ha pensado en un canal postizo o puente canal pa

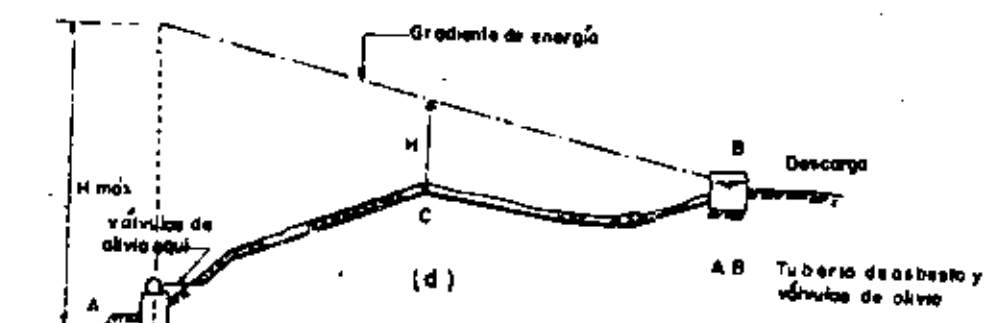
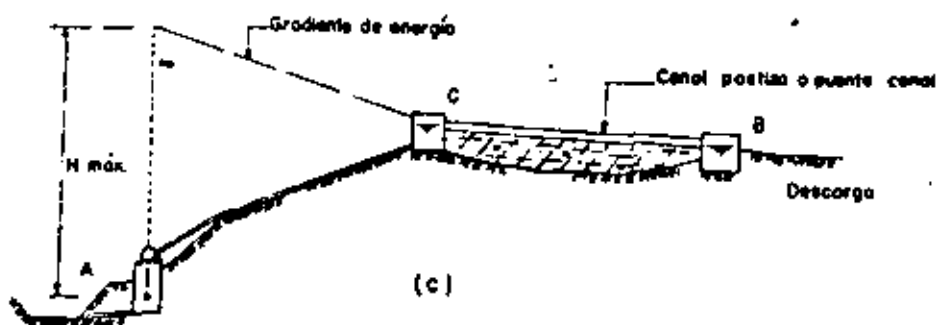
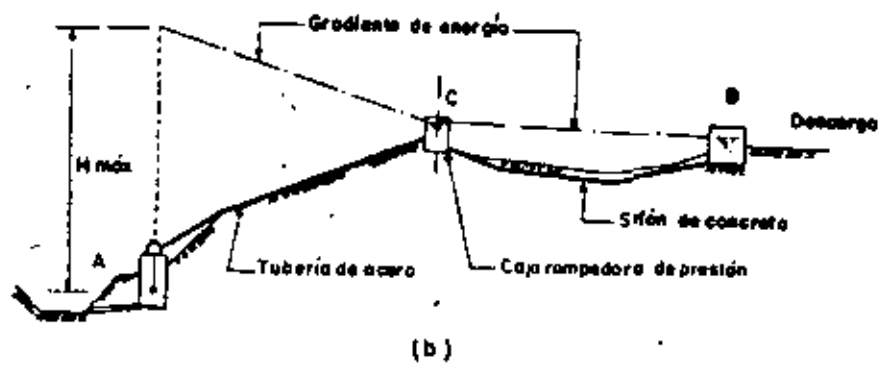
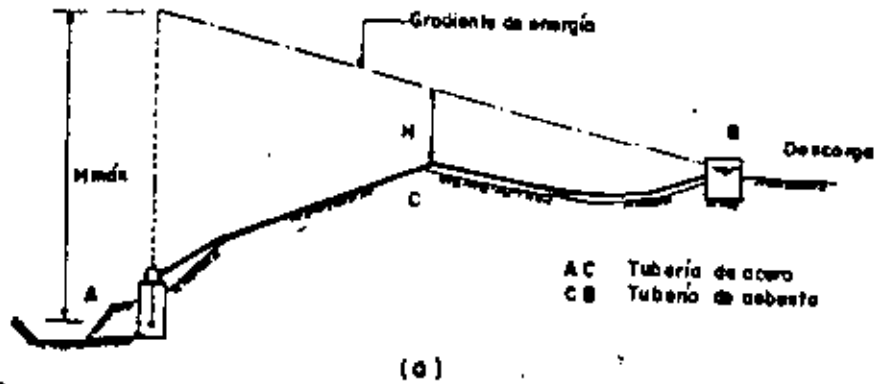


Fig. 116-Cuatro soluciones para la descarga A B

ra el tramo CB. Por último, otra proposición (d) para este sistema de bombeo podría ser la de emplear de A a B una tubería de asbesto-cemento, si las presiones normales que se van a tener de A a C puedan ser resistidas por esta clase de tubería e instalar "válvulas de alivio" en el punto A, es decir, al principio de la descarga, con el objeto de amortiguar el fenómeno de golpe de ariete.

El ejemplo anterior es muy frecuente y se sugiere pensar en las posibilidades de descarga señaladas, cuando se tenga un caso semejante.

Instalación de Tuberías

Las tuberías se instalan sobre la superficie, enterradas o combinando estas dos maneras. Esto dependerá de la topografía, clase de tubería y geología del terreno; por ejemplo, en un terreno rocoso es probable que convenga llevarla superficialmente. En el tipo de instalación que se adopte también se deben considerar otros factores relacionados con la protección de la línea y así, una tubería que está propensa al deterioro o mal trato de personas y animales es preferible enterrarla; especialmente cuando es de asbesto o concreto. Cualquiera que sea la forma de tubería o instalación se deberá procurar evitar en lo posible los quiebres, tanto horizontales como verticales, con el objeto de eliminar codos y otras piezas especiales necesarias para dar los cambios de dirección. Estos quiebres aumentan las pérdidas de la carga, el costo de la instalación y en ocasiones pueden propiciar el confinamiento del aire mezclado con el agua.

Se acostumbra clasificar a las tuberías, por la forma de instalarlas en: visibles y enterradas; y dependiendo de llevar juntas de dilatación o no, en: abiertas y cerradas. En general cuando se utilizan tuberías de acero se prefieren las visibles y abiertas.

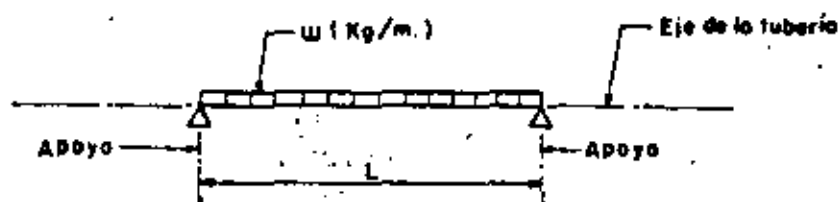
No es por demás recordar que para la instalación de las tuberías de descarga se consulten los catálogos e instructivos formados por las casas vendedoras de este material, con el fin de eliminar la posibilidad de alguna falla durante la operación del sistema, causada por una instalación inadecuada. Es conveniente hacer un plano de la instalación de esta tubería en el cual se indique claramente las válvulas de protección (Check, Alivio, Eliminadoras de aire, etc.) y control; codos, atraques o machones y silletas, así como juntas de dilatación, si el caso lo amerita.

Silletas

Ordinariamente las tuberías de acero empleadas son apoyadas sobre silletas sin anillos atesadores.

Para determinar el espacio máximo entre silletas de una tubería de acero, ésta se supone como una viga continua y un cantiliver formado por el extremo de la tubería que se conecta a una junta de dilatación.

En forma aproximada el tramo de tubería entre dos apoyos se puede considerar como una viga simplemente apoyada, teniendo entonces:



El momento flexionante vale:

$$M = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{\omega l l}{8} = \frac{W l}{8} ; \text{siendo: } W = \omega l$$

$$\text{Por otro lado: } M = f_s ; S = \frac{W l}{8}$$

$$\text{Por lo tanto: } l = \frac{8 f_s S}{W}$$

presentando:

l = Longitud de la tubería entre siletas, en m.

S = Módulo de la sección de la tubería, en cm^3 .

$$S = \frac{(D - d)^4}{32 D} ; \text{ en } \text{cm}^3 ; D = \text{Diámetro exterior};$$

d = Diámetro interior.

W = Carga total en la tubería igual a ωl ; en Kg.

ω = Carga unitaria considerada (Kg/m). Las cargas para valorar son:

Peso propio de la tubería (Kg/m) y peso del agua dentro de la tubería en tránsito.

f_s = Esfuerzo a la tensión de la tubería (1265 ó 1140 Kg/cm²)

Cuando por condiciones topográficas no sea posible adoptar la máxima separación entre silletas, es claro que deberán colocarse tan cercanas como sea necesario. Esto último es frecuente en cantiles y terrenos escarpados.

Las silletas pueden quedar formadas con perfiles de fierro estructural a base de ángulos, placas y soleras o bien de concreto armado. Por facilidad de construcción se prefieren estas últimas y se calculan con la carga que les trasmite la tubería. Las figuras Nos. 1. 17, 1. 18 y 1. 19 representan el tipo de silletas que se emplean con más frecuencia.

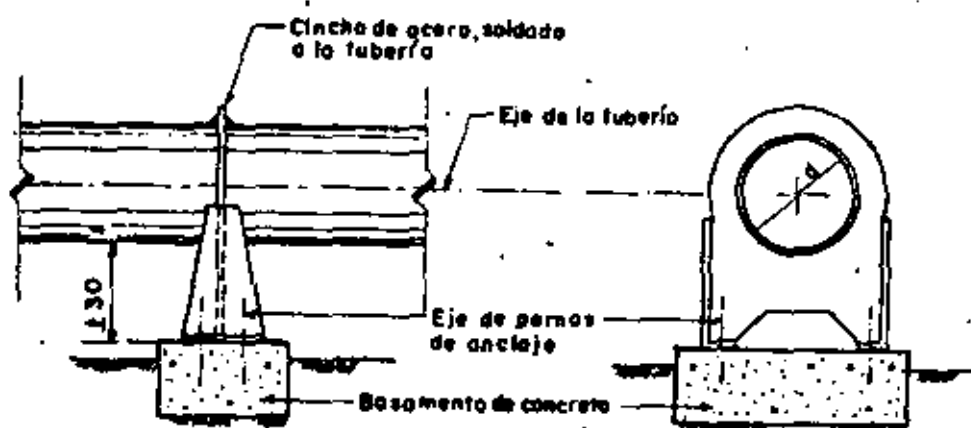


Fig. 1.17.—Sillata de acero para apoyo fijo

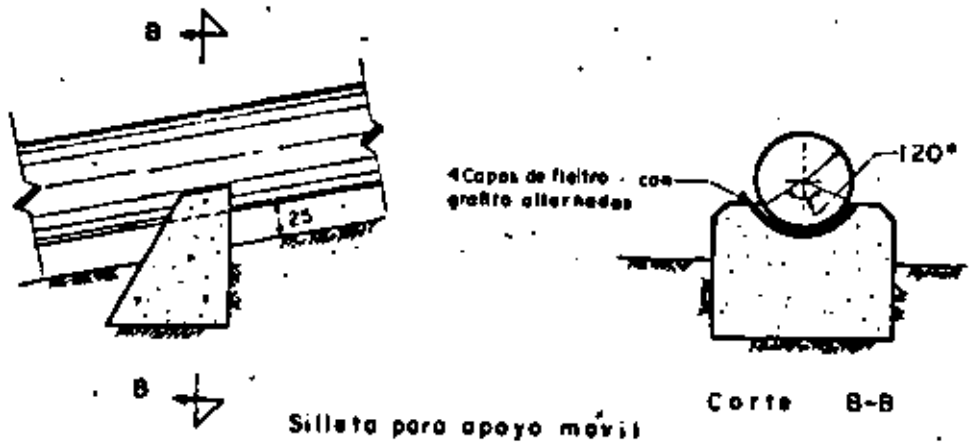
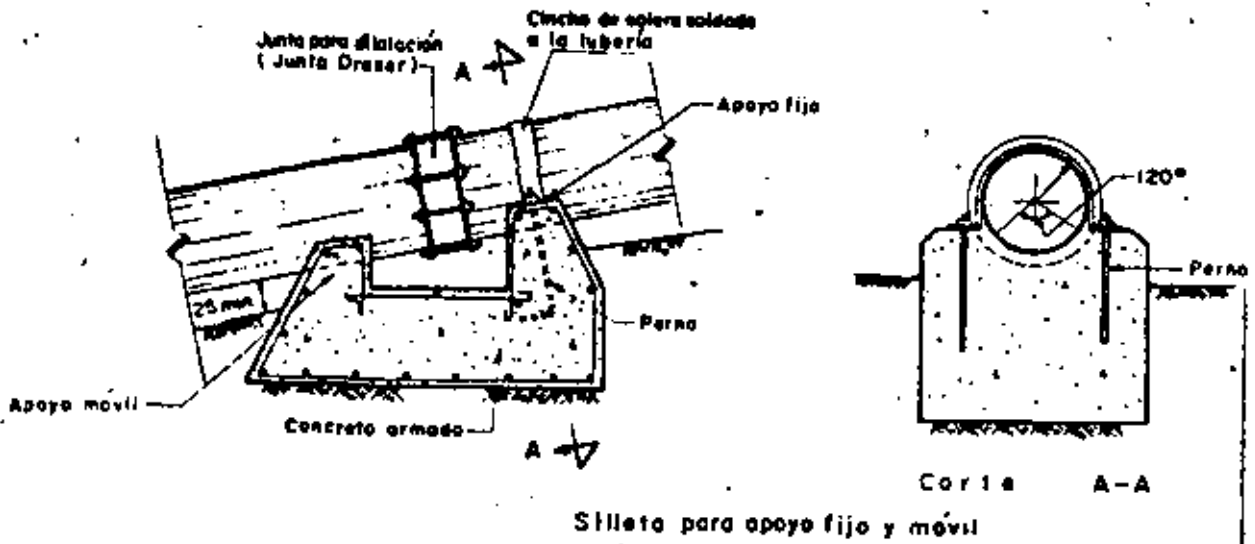


Fig. I.18 Sillatas de concreto

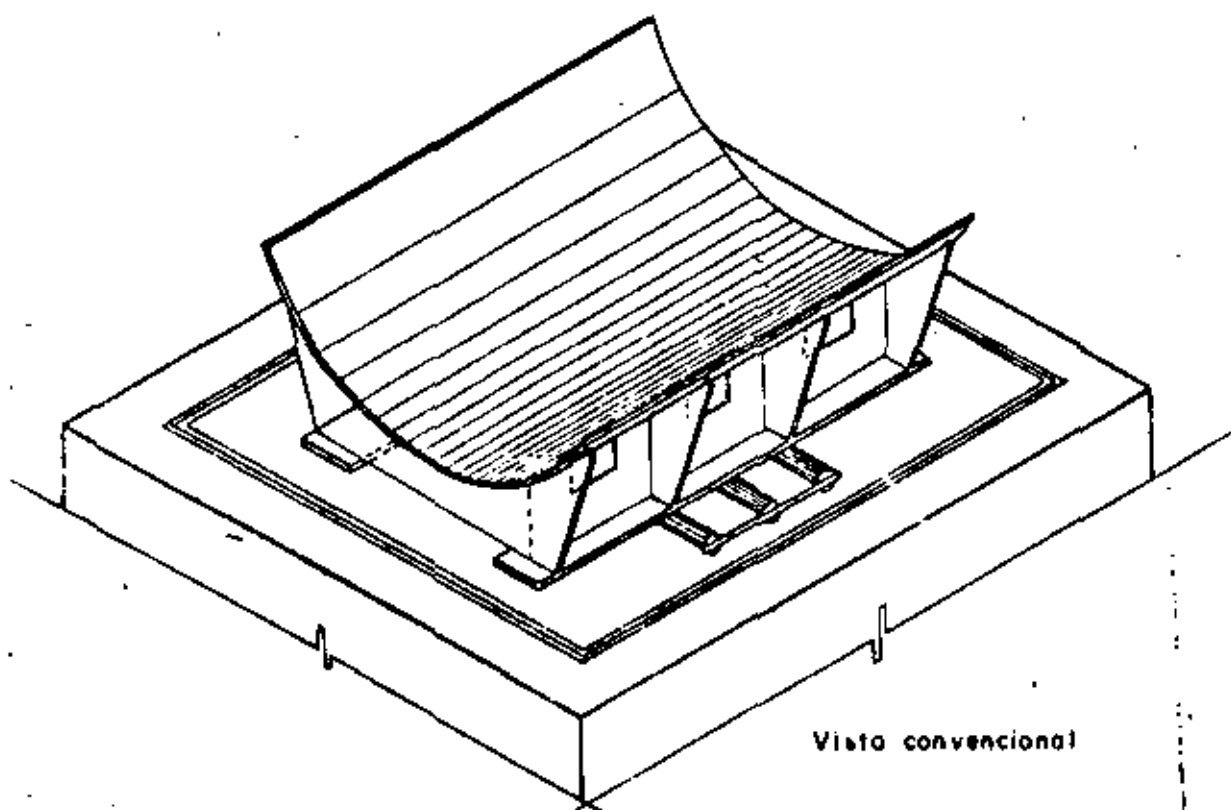
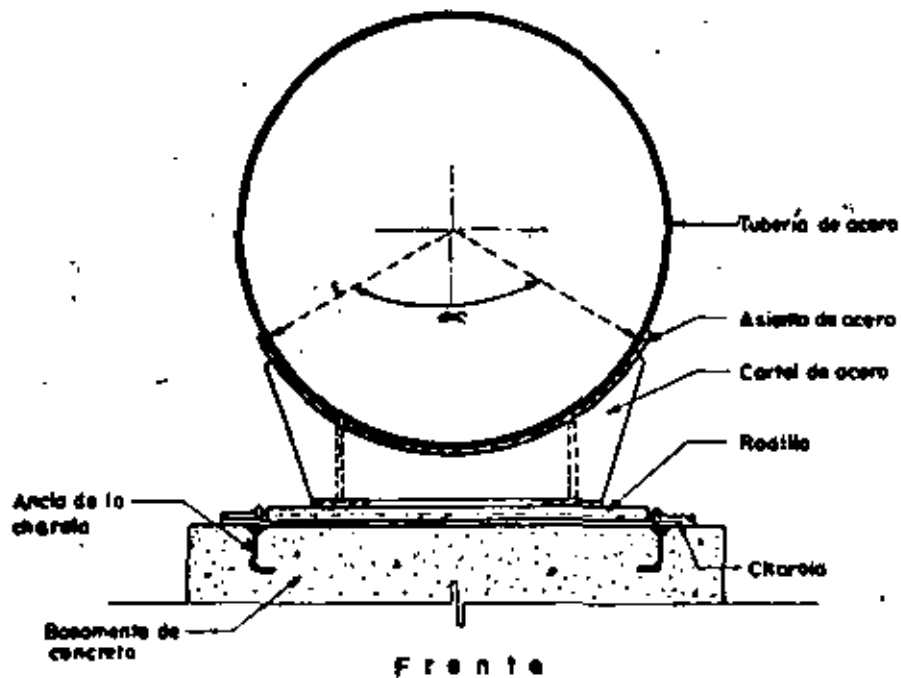


Fig. 1.19 Apoyo móvil para tubería de acero

Machones

La fuerza que se considera en el cálculo de los machones o atraque que sean necesarios en las deflexiones de la tubería, es la que corresponde a la suma de la fuerza total resultante, debido a la presión hidrostática y la resultante originada por el impulso y la reacción que ejerce el agua sobre el codo.

Observando la figura No. 1. 20 y de acuerdo con los principios de la hidráulica se tiene:

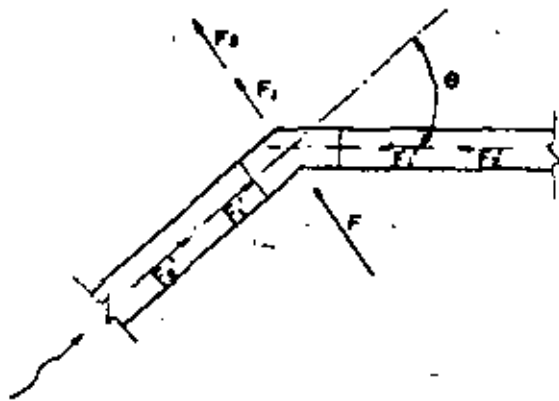


Fig. 120 Fuerza total resultante sobre el codo de una tubería, con agua en circulación

$$F = F_1 + F_2$$

$$F_1 = 2ap \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} = ap \sqrt{2(1 - \cos \theta)}$$

$$F_2 = 2a \frac{\omega v^2}{g} \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} = \frac{a \omega v^2}{g} \sqrt{2(1 - \cos \theta)}$$

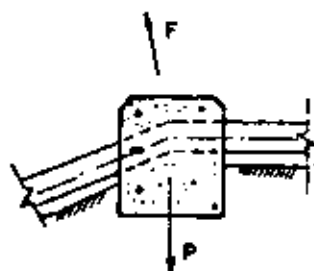
Por lo tanto:

$$F = 2a \left(p + \frac{\omega v^2}{g} \right) \operatorname{sen} \frac{\theta}{2}$$

En esta fórmula:

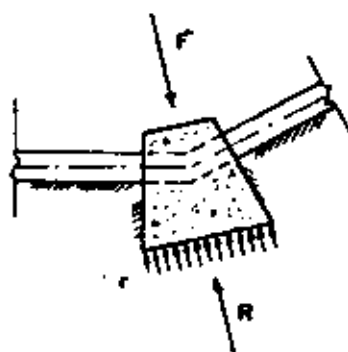
- F = Fuerza total sobre el codo, en Kg.
 a = Area de la sección transversal del tubo, en m^2 .
 p = Presión en la tubería, incluyendo la debida al golpe de ariete (Kg/m^2)
 ω = Peso específico del agua, en Kg/m^3 .
 v = Velocidad del agua dentro de la tubería en m/seg.
 g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg/seg.)
 θ = Angulo de deflexión del eje de la tubería.

El diseño del atraque dependerá del sentido que tenga esta fuerza sobre el codo de la tubería. La fig. No. 1.21 muestra los casos más frecuentes que se presentan, indicando el principio de cálculo.



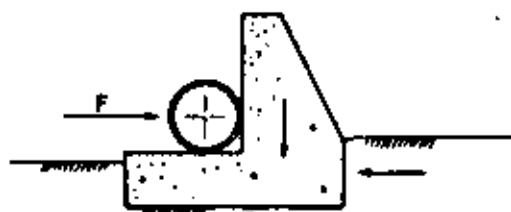
$$P \geq F$$

El peso del machón P debe contrarrestar la fuerza F



$$AT = R \geq F$$

El área de contacto A por la reacción del terreno R , soportan la fuerza F



El atraque trabaja como muro de retención que se opone a la fuerza F

Fig. 1.21 Atraques típicos en tuberías

Atraque para válvula Check

Se ha ideado un atraque para la válvula de retención (Check, Duo-check, etc.) en las plantas de bombeo, con el objeto de asegurar la rigidez de la conexión y además para poder desmontar fácilmente dicha válvula cuando sea necesario. Este atraque se sitúa en el extremo aguas abajo de la válvula Check y consiste fundamentalmente, en una placa de acero, con una ranura igual a la sección interior de la tubería; y con agujeros que se corresponden con los de las bridas del tubo y de la válvula. Esta placa se fija en la losa de piso, como lo indica la fig. No. 1.22. En el cálculo del espesor de esta placa se considera la presión por golpe de ariete y se acepta un espesor mínimo de una pulgada.

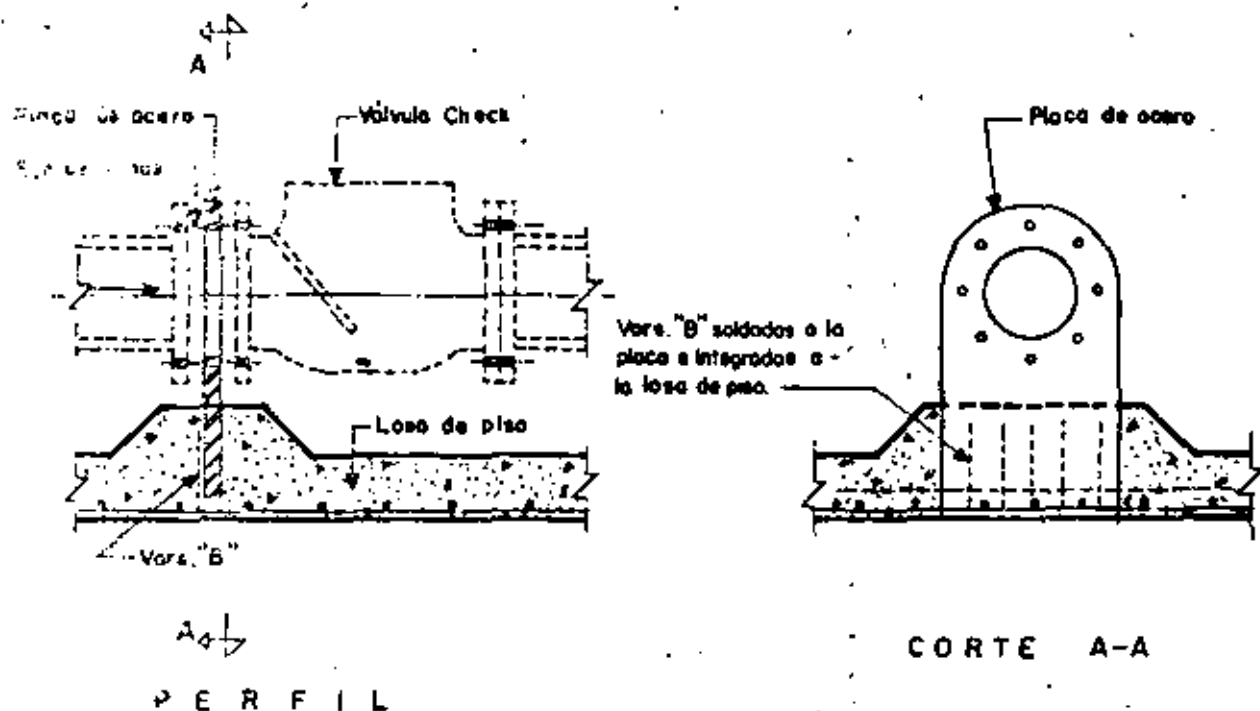


Fig. 1.22.- Atraque para válvula check

Juntas de Dilatación

Se instalan para absorber los alargamientos o acortamientos de la tubería, debido a los cambios de temperatura, y con el fin de no originar esfuerzos excesivos por este motivo, en las silletas o machones.

Se acepta que el coeficiente de dilatación en las tuberías es: 12×10^{-6} por cada grado centígrado, y por lo tanto el incremento o decremento de la longitud vale:

$$\Delta l = 12 \times 10^{-6} L \quad \text{siendo } L \text{ la longitud de la tubería entre dos atraques.}$$

Se ha adoptado el uso de las juntas Dresser para absorber el efecto de los cambios de temperatura en la tubería para los casos comunes y corrientes. En ocasiones será necesario la adquisición de una junta de expansión especial que exista en el mercado y deberá consultarse el catálogo respectivo para conocer los alargamientos que se pueden absorber con este accesorio.

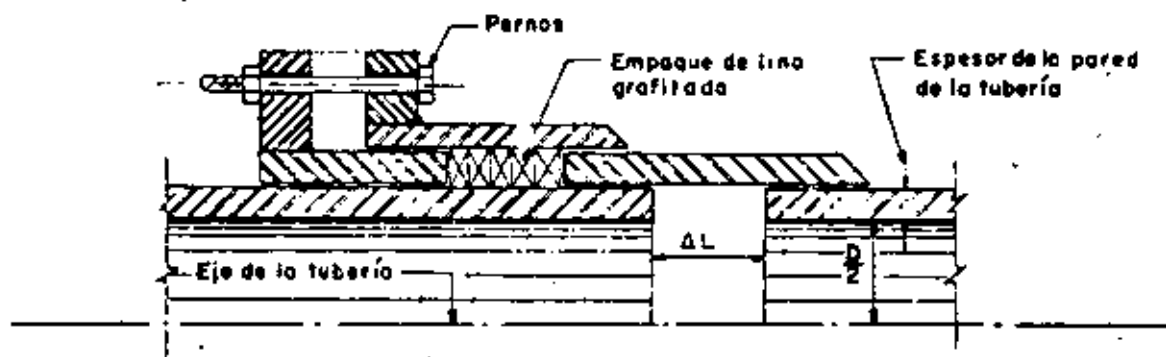


Fig. 1.23-Junta de dilatación típica .

Extremo final de la tubería

Al final de la tubería se acostumbra conectar un codo a 90° con el objeto de guiar la dirección del chorro hacia el fondo del tanque de descarga. Esta descarga se amortigua con el colchón que se preve en el diseño del tanque y se aconseja que tenga un espesor de por lo menos un metro.

Debe aclararse que el choque del agua en el tanque, es más o menos suave puesto que, la velocidad de escurrimiento en la tubería es siempre baja. Algunas veces se elimina el codo, introduciendo la tubería en el tanque, a un nivel inferior al del origen de la plantilla del canal principal de riego, con el objeto de lograr un ahogamiento constante. Cuando la descarga se hace en sifón, se deberán tomar las medidas previsorias para que dicho dispositivo funcione en forma deseada, lo cual se indicará al tratarse el cálculo de la carga de descarga. (véase página No. 97)

CAPITULO II

TERMINOS USADOS EN BOMBEO

Al estudiar lo relativo al equipo de bombeo intervienen algunos conceptos que se deben tener presentes y que conviene recordar y aclarar. Los que se citan a continuación son los más empleados y están de acuerdo con la práctica usual.

2.1. Presión

Presión atmosférica. - También se le llama presión barométrica, - por los aparatos (barómetros) que se usan para medirla y es aquella que se tiene en un lugar debida al peso de la atmósfera, por lo cual, varía con la altura con relación al nivel del mar, teniendo a cero metros un valor de 1.033 Kg/cm² (en condiciones normales), que corresponden a una columna de mercurio de 0.760 m. ó a 10.33 m. de columna de agua. Figs. 2.1 y 2.3 .

Presión Manométrica. - Es la presión que se tiene en una superficie, sin considerar la presión atmosférica y por ello suele llamársele presión relativa.

Presión Absoluta. - Se llama así, a la presión resultante de considerar la atmosférica, más aquella que la producen otras causas o sea la manométrica. Se mide arriba del cero absoluto y puede estar arriba o abajo de la presión atmosférica.

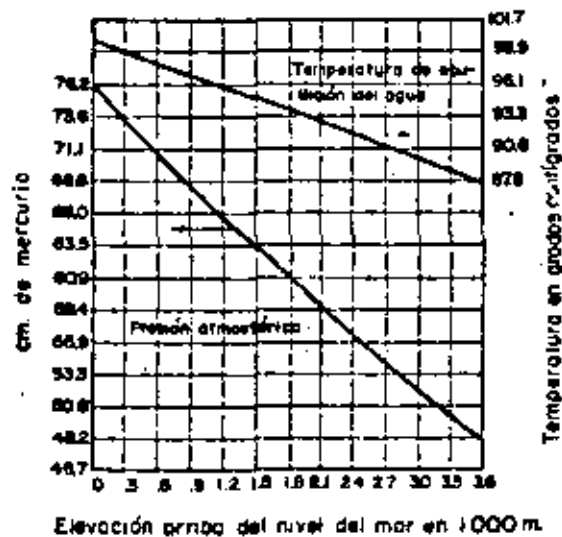


Fig. 2-1.- Presiones atmosféricas para altitudes hasta de 3660 metros .

Presión negativa. - Cuando la presión absoluta es menor que la atmosférica se dice que se tiene una presión negativa. Un ejemplo sencillo de cuando se tiene esta clase de presión es el siguiente:

Si se introduce un tubo, abierto en ambos extremos, en un recipiente con agua Fig. 2. 2 ; el nivel del líquido será igual dentro y fuera del tubo. Si con una bomba se extrae el aire por su parte superior, el agua subirá dentro del tubo, debido a la presión atmosférica y al vacío efectuado, hasta una altura igual a la del barómetro en ese lugar, suponiendo un vacío perfecto y - despreciando la tensión del vapor del agua. En estas condiciones, la presión absoluta en A, (P_A) será igual a la presión manométrica. Esta presión con relación a la de B, (P_B) es mayor en un valor correspondiente a la carga hidrostática h , por lo tanto:

$$P_A = P_B + \sigma h$$

siendo σ el peso específico del agua.

Luego :

$$P_B = P_A - \sigma h$$

La presión manométrica en B, (P_B) valdrá:

$$P_B = P_A - \sigma h - P_A$$

puesto que P_A es igual a la presión atmosférica.

Por lo tanto:

$$P_B = - \sigma h ; \text{ y la carga será: } - \frac{\sigma h}{\sigma} = - h$$

A esta carga también se le llama carga de vacío o de succión (véase pag. 110)

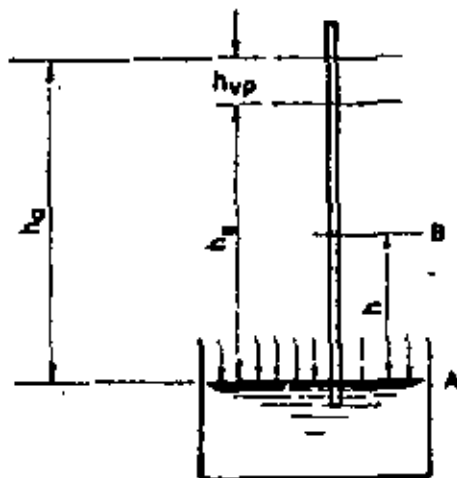


Fig. 2.2.- Presión negativa

Límite de la carga negativa. - Si h_a es la altura que corresponde a la presión barométrica y h_{vp} es la equivalente a la tensión del vapor, la altura límite de la columna (h_s) será:

$$h_s = h_a - h_{vp}$$

Aún cuando la bomba extractora de aire, continuara trabajando después de que el agua alcanzó la altura h_s , el nivel dentro del tubo ya no subiría más y lo que se consigue es extraer el vapor de la superficie dentro del tubo. Cuando el líquido se llegara a calentar la altura h_s descendería porque h_{vp} aumenta y en el punto de ebullición h_s valdría cero.

Por lo anterior la carga negativa máxima que puede tenerse depende de la presión barométrica del lugar y de la tensión del vapor y ésta de la temperatura. Al nivel del mar la altura de succión máxima teórica es de 10.33m.

Presión de vapor. - Es la presión que ejerce el vapor de la superficie libre de un líquido cuando éste se encuentra a una temperatura arriba de su congelación. También se define como la presión a la cual se vaporiza un líquido si se le agrega calor o a la que el vapor de una cierta temperatura se condensa a líquido y se le quita calor.

En el caso del agua, la presión de vapor tiene valores definidos a cualquier temperatura y se pueden ver en las tablas de vapor. Al convertir las presiones de vapor a carga en metros, se debe considerar la temperatura del agua bombeada.

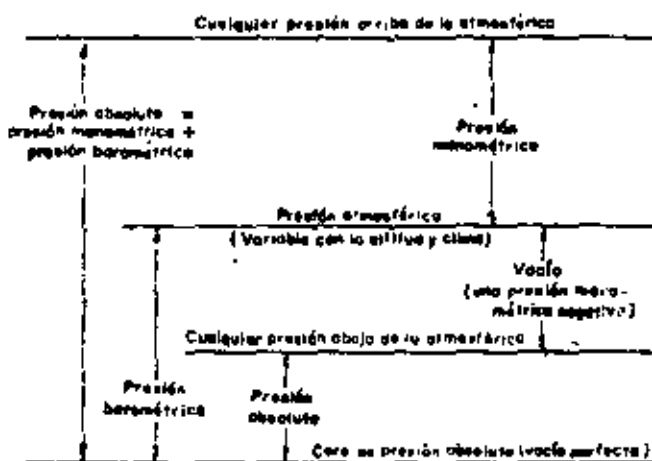


Fig. 2-3.-PRESIONES - Relación de términos empleados

Unidades de presión. - Las presiones se expresan en unidades de fuerza entre unidades de superficie o bien en metros de columna correspondiente, de acuerdo con el peso específico del líquido considerado.

En problemas de bombeo de agua, se acostumbra expresarlas en metros y es usual trabajar con presiones manométricas:

1 Kg/cm² = 10 m. col. de agua = 1 atm. métrica.

0.10 Kg/cm² = 1 m. " " " = 3.28 pies.

1 Kg/cm² = 14.223 lbs/pulg² = 32.808 pies.

2.2 Columna o carga total de bombeo.

Definición. - Es un sistema de bombeo, se le da el nombre de columna o carga total, a la suma de las energías contra las que debe operar una bomba para mover determinada cantidad de agua de un punto a otro.

De acuerdo con lo anterior, la carga total (H) para una bomba centrífuga horizontal, es igual a la diferencia entre la carga de descarga (H_D) y la carga de succión (H_S) es decir:

H = H_D - H_S (1)

En la Fig. 2.4 se presentan dos casos típicos de instalación de bombas centrífugas horizontales. - Difieren entre sí por lo siguiente:

En el caso 2.4a, la bomba se localiza en un nivel superior al de la superficie del agua en la succión (lo más frecuente en problemas de riego) actuando únicamente la presión atmosférica, tanto en la succión como en la descarga. En el 2.4.b, la bomba se encuentra a un nivel inferior al del agua en la succión, y además se supone que, en la succión o en la descarga o bien en ambos, actúa una presión P_S y P_D respectivamente, que es diferente a la atmosférica.

Valor de la columna en 2.4. a.

En este caso la carga de succión es una carga negativa, por lo que, la columna valdrá numéricamente, la suma de H_D y H_S. Aclaremos:

H_S = - h_s - h_{fs} (a)

- H_S = h_s + h_{fs}

H_D = h_d + h_{fd} + h_{vd} (b)

Sustituyendo (a) y (b) en (1)

H = h_d + h_{fd} + h_{vd} + h_s + h_{fs}; valor de la carga total.

o también:

H = h_{et} + h_{fd} + h_{vd} + h_{fs}

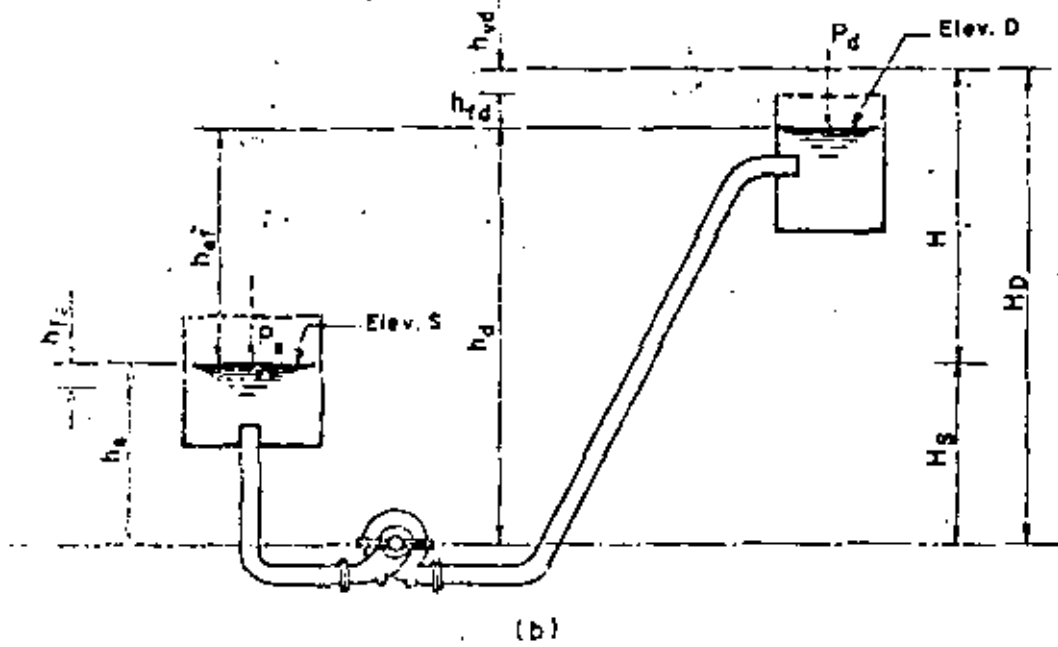
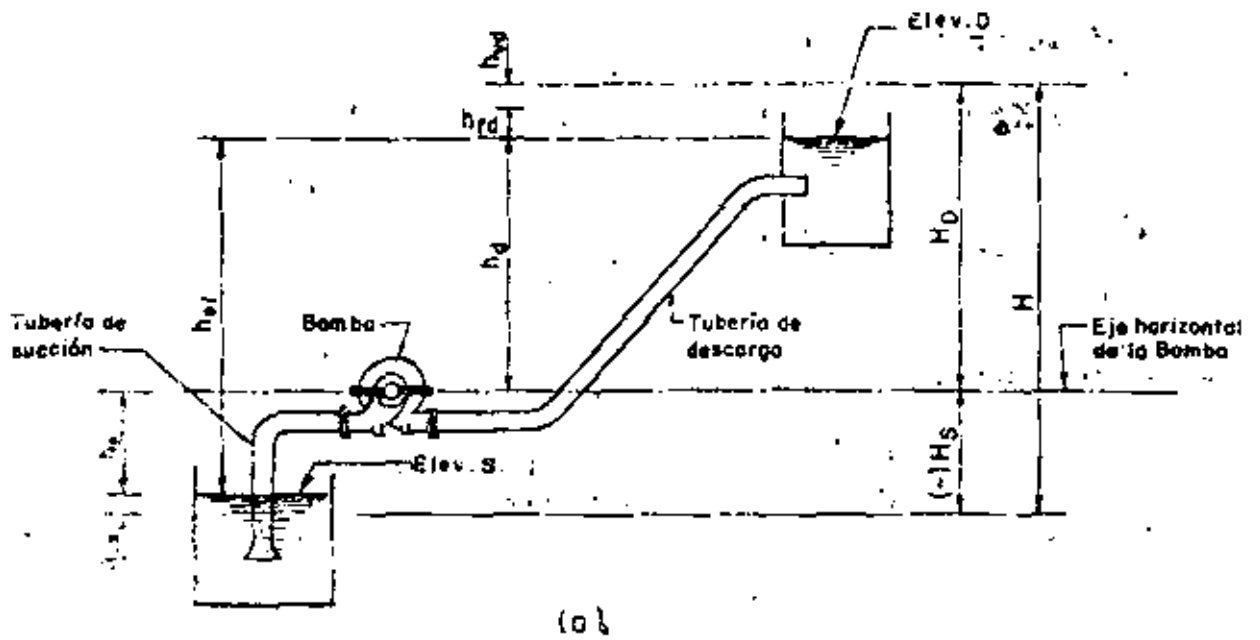


Fig. 2-4 - Instalaciones típicas de bombas centrífugas horizontales

Porque:

$$h_{et} = h_s + h_d = \text{Elev. D} - \text{Elev. S.}$$

Valor de la columna en 2. 4. b.

$$H = h_s - h_{f_s} \quad (a')$$

$$H_D = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} \quad (b')$$

Sustituyendo (a') y (b') en (1)

$$H = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} - h_s + h_{f_s} \quad \text{Valor de la carga total.}$$

o también:

$$H = h_{et} + h_{f_d} + h_{v_d} + h_{f_s}$$

porque:

$$h_{et} = h_d - h_s = \text{Elev. D} - \text{Elev. S.}$$

Si se considera que se tienen las presiones, diferentes a la atmosférica P_s y P_d el valor de la carga será:

$$H_s = h_s - h_{f_s} + P_s$$

$$H_D = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} + P_d$$

$$H = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} + P_d - h_s + h_{f_s} - P_s$$

$$H = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} - h_s + h_{f_s} + P_d - P_s$$

Como:

$$h_d - h_s = h_{et}, \text{ se tiene finalmente que:}$$

$$H = h_{et} + h_{f_d} + h_{v_d} + h_{f_s} + (P_d - P_s)$$

Si solamente en la descarga se tiene la presión P_d , el valor de la carga total será:

$$H = h_{et} + h_{f_d} + h_{v_d} + h_{f_s} + P_d$$

En las expresiones anteriores, los términos representan lo siguiente:

H = Carga total. - Suma de las energías que se tienen en el sistema cuando trabaja la bomba a determinada capacidad. Se expresa en metros de columna de agua absolutas o manométricas. Usualmente manométricas.

H_s = Elevación de succión o carga de succión. - Se le da el primer nombre cuando la bomba se localiza arriba del nivel del agua en la succión (como en el caso 2. 4. a), y el segundo, si la elevación de ese nivel es superior al sitio de la bomba, caso - - 2. 4. b.

Su valor es igual a la carga estática de succión, menos todas las pérdidas de energía que se tengan en la succión más alguna otra presión (diferente a la atmosférica) que se tenga en ese sitio, convertida naturalmente en metros de columna de agua.

h_s = Elevación estática de succión o carga estática de succión - Recibe uno u otro nombre según que la bomba se encuentre arriba o abajo del nivel libre del agua en la succión.

Su valor es igual a la diferencia de elevaciones entre el eje horizontal de la bomba y la superficie del agua en el suministro. Nótese que en el caso 2. 4. a, tiene un valor negativo pero se suma algebraicamente en el cálculo de la columna.

h_{fs} = Carga de fricción en la succión. - Es la carga equivalente en metros, que se necesita para vencer todas las pérdidas de energía debidas al flujo en la tubería de succión.

Las pérdidas son principalmente:

Pérdidas por entrada. - Su magnitud dependerá del diseño del extremo de la tubería en la entrada del agua, por lo que es recomendable un abocinamiento para disminuir su valor. También dependerá de los accesorios, por ejemplo válvulas y coladeras, que se tengan en la entrada.

Pérdidas por accesorios. - Es debida a codos, válvulas, etc. que se tengan en la succión. Se acostumbra incluir esta pérdida en el cálculo de la fricción, para lo cual se expresa en longitud equivalente a la tubería, que se use.

H_D = Carga de descarga. - Es la suma de las cargas estática (h_d), de fricción (h_{fd}) y de velocidad (h_{vd}) en la línea de descarga. Ocasionalmente se considera la presión P_d diferente a la atmosférica que se pudiera tener en el sitio de la descarga. Esto último casi no se presenta en bombeo para riego.

Ordinariamente, tanto la carga (H_D) como la de succión (H_s) se expresan con relación al eje horizontal de la bomba; sin embargo puede tomarse como referencia otra elevación haciendo la aclaración correspondiente.

En la Fig. 2.5 se tienen 3 casos más de descarga. En el sistema 2.5.a, la carga estática (h_d) de descarga, es mayor que como se define generalmente; en la 2.5.c, se suma con signo negativo ya que actúa en favor del escurrimiento y en la 2.5.b, se muestra un caso típico de descarga con sifón.

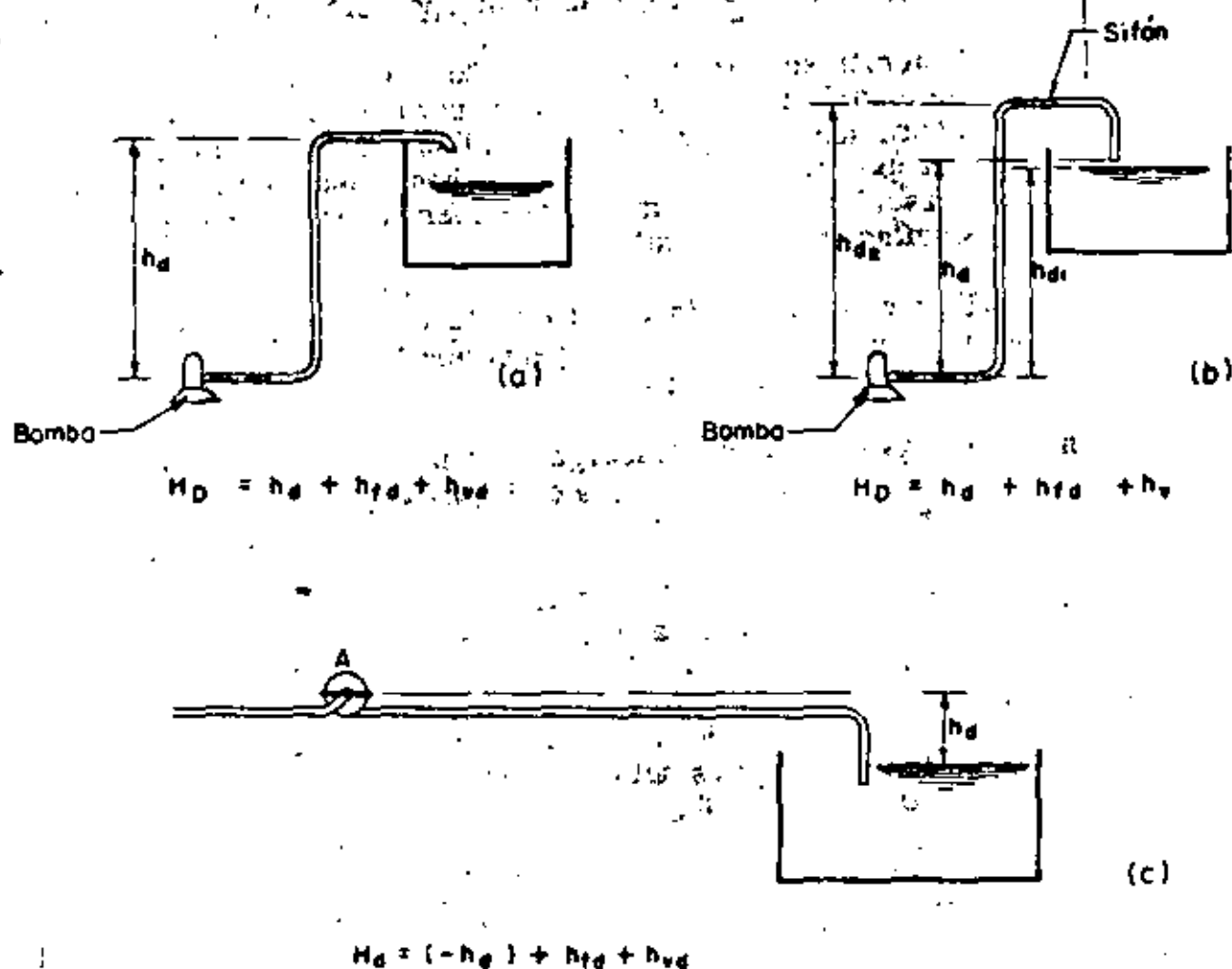


Fig. 2.5.- Descargas típicas

Descarga con sifón. - Se usa este tipo de descarga, con el objeto de reducir la columna o carga total de la bomba durante la operación, aprovechando la forma de trabajo de este dispositivo; se consigue por lo tanto, reducir la potencia y probablemente un equipo de menor capacidad.

Lo que se recomienda en estos casos es estudiar con cuidado la ayuda que puede dar el sifón y las pérdidas por fricción que se deben incluir en la columna de descarga. Además, en su diseño se debe prever la eliminación del aire en su interior -- cuando empieza a operar la bomba (por ejemplo instalando -- en la cresta una válvula de aire) para que se establezca el flujo, ya que si esa eliminación no se efectúa, la bomba operaría contra la carga estática (h_{d_2}), dando por resultado una carga de arranque mayor que la de su operación normal o deseada.

También se debe prestar cuidado en el valor de la presión que se tendrá en la cresta del sifón para posibles condiciones de operación; esta presión, deberá ser siempre mayor que el correspondiente al vapor del agua bombeada, para evitar la vaporización y consecuentemente un fenómeno semejante al de la cavitación, en ese sitio.

La altura máxima que puede tener la pierna de un sifón depende principalmente de la presión atmosférica en el lugar, del gasto y del tamaño de la tubería.

h_d = Carga estática de descarga. - Es la diferencia de elevación entre el nivel libre del agua en la descarga y el eje horizontal de la bomba.

Esta medida vertical se define así, porque generalmente la terminal de la tubería de descarga se ahoga con el objeto de disipar la energía de velocidad o evitar la entrada del aire en ella, pero como el caso de la Fig. 2.5 a, la carga real es la distancia h_d o sea se debe considerar la elevación del eje horizontal de la tubería antes del codo o bien la correspondiente a la clave de dicha tubería.

h_{et} = Carga estática total. - En general, la columna estática total de una bomba es la diferencia de la elevación de descarga y la elevación del nivel del agua en la succión.

En el caso 2.4 a, será igual a la suma aritmética de la elevación de succión (h_s) y la carga estática de descarga (h_d). -- Cuando el nivel de succión es superior al del eje horizontal de la bomba caso 2.4 b, su valor estará dado por la diferencia entre la carga estática de descarga y la carga estática de succión.

h_{fd} = Carga de fricción en la descarga. - Incluye todas las pérdidas de energía que se tienen a partir de la boquilla de la bomba y en la tubería de descarga. Estas pérdidas son debidas a la fricción a lo largo de dicha tubería, a cambios de dirección y a todos accesorios que se tengan en la misma.

h_{vd} = Carga de velocidad en la descarga. - Puede definirse como la altura de la cual, una cantidad de agua debe caer para adquirir una cierta velocidad. Su valor se calcula con la siguiente igualdad:

$$h_{vd} = \frac{v^2}{2g}$$

- h_{vd} = Carga de velocidad en m.
- v = Velocidad del agua en la tubería de descarga en m/seg.
- g = Aceleración de la gravedad igual a 9.81 m/seg./seg.

Esta carga equivale a la energía cinética que se tiene en un sistema de bombeo. Por lo tanto, para conocer el valor de la columna total (suma de energías cinéticas y potencial) a la lectura manométrica en un aparato instalado en cualquier punto de una tubería en funcionamiento, deberá sumársele la carga de velocidad ya que un manómetro sólo registra lo relativo a la energía potencial.

En general su valor es relativamente pequeño y considerarlo en la determinación de la columna total no afecta substancialmente el valor final. Se ha observado, prácticamente, que en instalaciones con columnas grandes, su valor es menos digno de tomarse en cuenta; pero cuando se tienen columnas relativamente pequeñas siempre se debe considerar.

Carga total de una Bomba de eje Vertical.

Las definiciones y términos que se han dado antes, son también aplicables para las bombas verticales y en general para cualquier tipo. En estas bombas, al conducto que une el cuerpo de impulsores con el cabezal de descarga se le llama también columna de succión o simplemente columna de la bomba.

Debido al funcionamiento e instalación de las bombas verticales, la carga total valdrá siempre, la suma de la carga de succión y la carga de descarga, como puede observarse en la Fig. 2. 6, que representa un caso típico de bombeo con este tipo de unidades.

Por lo tanto se puede escribir:

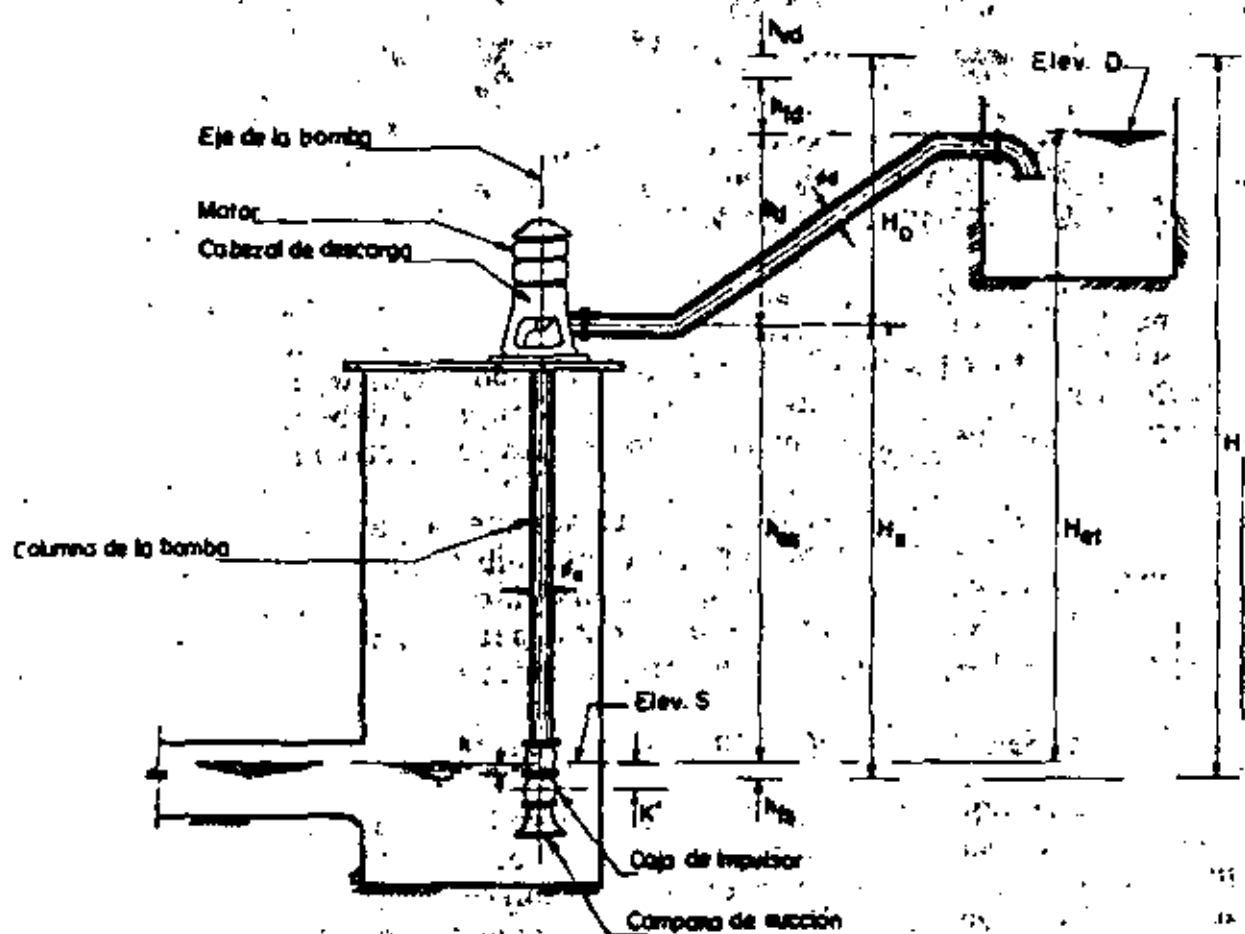
$$H = H_s + H_D \quad (1)$$

$$H_s = h_s + h_{fs} \quad (a)$$

$$H_D = h_d + h_{fd} + h_{vd} \quad (b)$$

sustituyendo (a) y (b) en (1):

$$H = h_s + h_{fs} + h_d + h_{fd} + h_{vd}$$



$$H = H_{et} + h_{fs} + h_{fd} + h_{vs} + h_{vd} = H_s + H_D \quad \text{Para } d_s = d_d$$

$$H = H_s + H_D - h_{vs} - h_{vd} \quad \text{Para } d_s \neq d_d$$

Fig. - 2.6. - Instalación típica de una bomba vertical

o bien:

$$H = h_{e_t} + h_{f_s} + h_{f_d} + h_{v_d} \text{ ya que:}$$

$$h_{e_t} = h_s + h_d$$

Representando:

H = Carga dinámica total o altura manométrica total.

H_s = Carga total en la succión.

h_s = Carga estática de succión.

h_{f_s} = Pérdida por fricción en la columna de succión y cabezal de descarga.

H_D = Carga de descarga.

h_d = Carga estática de descarga.

h_{f_d} = Carga de fricción en la descarga.

h_{v_d} = Carga de velocidad en la descarga.

Para calcular la pérdida en la columna de succión, lo más práctico y recomendable es consultar las tablas o nomogramas que registran este dato en función del gasto de bombeo y de las dimensiones transversales de los elementos de la columna de succión. Véase Pág. 133. Otra forma de hacerlo es aplicar alguna de las fórmulas que se conocen para valuar las pérdidas por fricción en tuberías, sin olvidar que en estos casos el área hidráulica es de forma anular.

2.3 Carga neta de succión positiva (CNSP o NPSH)

Se define como la presión disponible o requerida para establecer un flujo a través del elemento de succión al ojo del impulsor o carcasa de una bomba, cuyo valor nunca deberá reducirse al correspondiente a la presión de vapor del líquido manejado. Se expresa en metros de columna del líquido bombeado - equivalente a una presión en Kg/cm².

Se ha observado (lo dicen las autoridades relacionadas con problemas de bombeo) que una determinación incorrecta de la C. N. S. P. puede ocasionar fundamentalmente problemas de cavitación en menor o mayor grado, disminución de la eficiencia de las unidades y por ende problemas en la operación de un sistema de bombeo.

Antes de seguir adelante, se hace la aclaración que es usual en los fa-

bricantes de bombas emplear las siglas del nombre en inglés de este concepto o sea N. P. S. H. (Net Positive Suction Head).

C. N. S. P. Requerida. - Es la diferencia mínima de presión entre la carga de succión y la presión de vapor del líquido manejado, que necesita una bomba para operar a determinada capacidad. En nuestro caso la presión de vapor corresponderá al agua.

Su valor depende del diseño de cada bomba, siendo diferente para cada tipo y modelo, pero principalmente, es función de la capacidad de trabajo y de las velocidades del agua en la succión y en los impulsores; por lo tanto los siguientes factores influyen para valuar su magnitud; forma y área de los conductos de succión, diámetro del ojo del impulsor, forma y número de álabes, espacio entre ellos, velocidad específica de la bomba y otras características propias de fabricación, como la flecha y cubo del impulsor.

Siendo la C. N. S. P. una característica propia de cada modelo de bomba, su valor es un dato proporcionado por los fabricantes y se puede encontrar en catálogos editados por las casas vendedoras. Esta carga generalmente la refiere al eje horizontal de la bomba o del impulsor.

C. N. S. P. Disponible. - Es la diferencia entre la presión absoluta que se tiene en una instalación y la presión de vapor de agua.

De acuerdo con la definición anterior, la C. N. S. P. disponible, dependerá fundamentalmente del lugar en que se lleve a cabo el bombeo y de la presión de vapor del agua a la temperatura dominante en ese lugar, así como de las condiciones físicas de la instalación; considerando lo último, será factible, si se desea alterar su valor (lo cual no puede hacerse con la C. N. S. P. requerida) dadas unas características, variando algún elemento de esas condiciones; por ejemplo: si se quiere aumentarlo para tener la exigida por una bomba horizontal, se puede variar el diámetro y longitud de la tubería de succión o cambiar la localización de la bomba a otro nivel o una combinación de estas posibilidades; en otras palabras, hacer que el término h_s (carga estática de succión) y h_{fs} (carga de fricción) cambien de valor, convenientemente, en las ecuaciones I y II, de los casos que se tratan enseguida. En bombas verticales muchas veces para lograr mayor C. N. S. P. disponible se recurre al aumento de la sumergencia. En otras ocasiones, también se podrá disminuir el gasto de cada unidad aumentando el número de bombas.

En toda instalación y para cualquier condición de trabajo, la C. N. S. P. disponible deberá ser como mínimo, igual al valor de la C. N. S. P. requerida por la bomba de que se trate; pero se recomienda que ese valor mínimo sea un poco mayor, por lo que podemos escribir:

$$\text{C. N. S. P. disponible} \geq \text{C. N. S. P. requerida.}$$

$$(\text{C. N. S. P.})_d \geq (\text{C. N. S. P.})_r$$

C. N. S. P. disponible en casos típicos.

A continuación se dan las expresiones matemáticas para el cálculo de la C. N. S. P. disponible, de acuerdo con los esquemas de bombeo indicados en la Fig. 2.7 .

En las siguientes igualdades todos los términos se expresan en metros y significan lo siguiente :

$(\text{CNSP})_d$ = Carga neta de succión positiva disponible.

P_{ab} = Presión absoluta.

P_v = Presión de vapor de agua a la temperatura de bombeo.

H_{ab} = Carga equivalente a la presión absoluta.

h_b = Carga correspondiente a la presión barométrica o atmosférica.

H_s = Carga de succión.

h_a = Carga estática de succión.

h_{fs} = Carga de fricción en la succión.

CASO I

Nivel del agua en la succión, expuesta a la presión atmosférica y arriba del eje horizontal de la bomba.

$$(\text{CNSP})_d = P_{ab} - P_v \quad (a)$$

$$P_{ab} = H_{ab} = h_b + H_s$$

pero:

$$H_s = h_s - h_{fs}$$

Luego:

$$H_{ab} = h_b + h_s - h_{fs} \quad (b)$$

Sustituyendo (b) en (a);

$$(\text{CNSP})_d = h_b + h_s - h_{fs} - P_v$$

$$(\text{CNSP})_d = h_b + h_s - (h_{fs} + P_v) \quad (1)$$

CASO I I

Nivel del agua en la succión, expuesta a la presión atmosférica y abajo del eje horizontal de la bomba.

$$(CNSP)_d = P_{ab} - P_v \quad (a')$$

$$P_{ab} = H_{ab} = h_b + H_s$$

pero :

$$H_s = - h_s - h_{fs}$$

Luego :

$$H_{ab} = h_b - h_s - h_{fs} \quad (b')$$

Sustituyendo (b') en (a')

$$(CNSP)_d = h_b - h_s - h_{fs} - P_v = h_b - (h_s + h_{fs} + P_v) \quad (II)$$

$$(CNSP)_d = h_b - (h_s + h_{fs} + P_v)$$

CASO I I I

Los casos I y II pero existiendo en el suministro o succión una presión diferente a la atmosférica.

Cuando se tiene esta característica el valor de h_b (presión barométrica) se sustituye por la que realmente se tiene. Por lo tanto las expresiones I y II para los casos correspondientes serán, si P_{da} es aquella presión:

$$(CNSP)_d = P_{da} + h_s - (h_{fs} + P_v) \quad \text{Caso I.}$$

$$(CNSP)_d = P_{da} - (h_s + h_{fs} + P_v) \quad \text{Caso II.}$$

CASO IV.

Cuando en la instalación se tiene una bomba vertical.

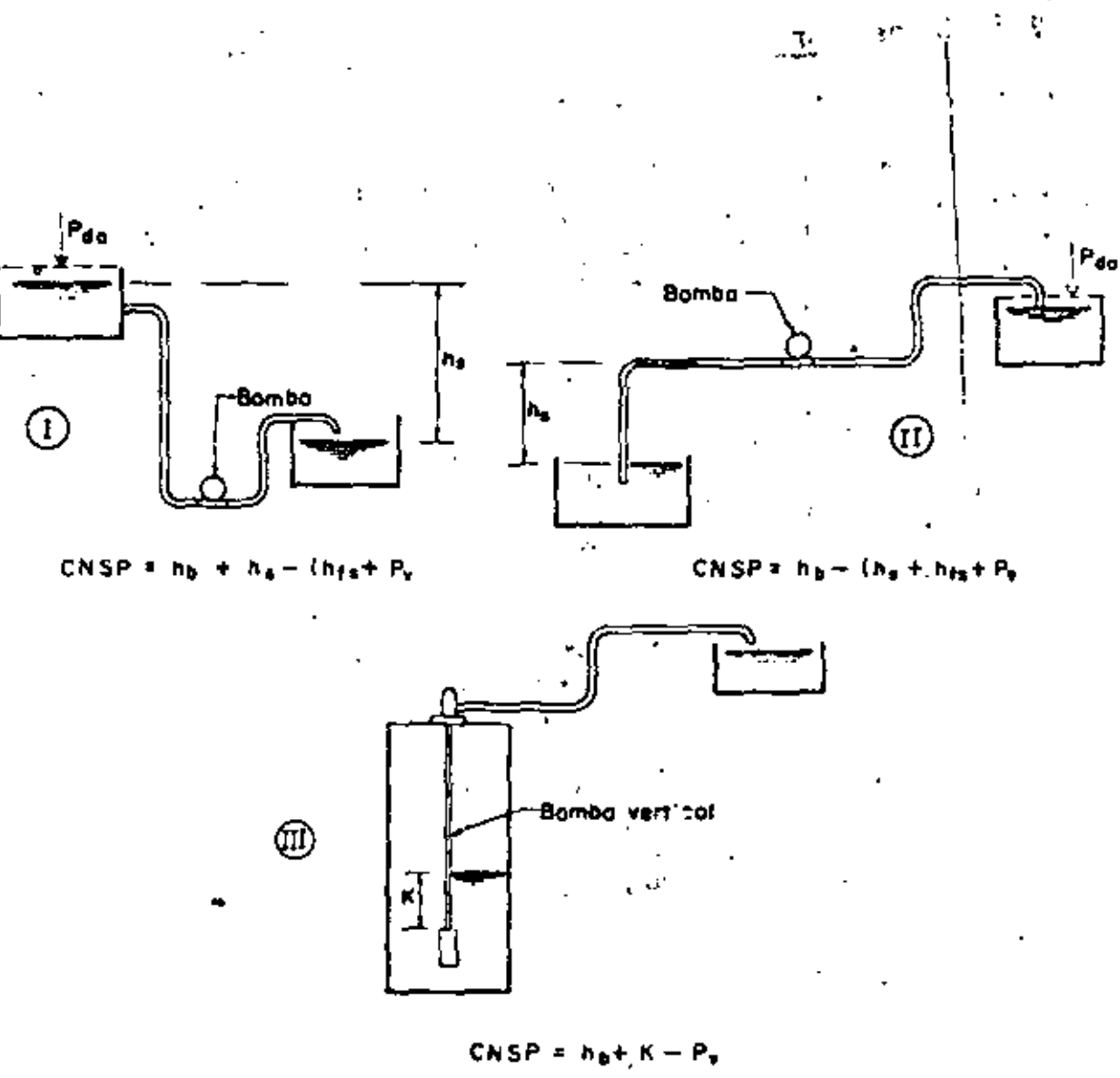
Haciendo un razonamiento análogo a los anteriores se tiene:

$$(CNSP)_d = P_{ab} - P_v \quad (a''')$$

Para este caso :

$$P_{ab} = H_{ab} = h_b + K \quad (b''')$$

Sustituyendo a''' en b''': $(CNSP)_d = h_b + K - P_v$



Si existe (P_{da}) sustitúyase h_0 por ese valor.

Fig. 27.- CNSP Disponible en casos típicos

2.4 Otros términos

Sumergencia de una Bomba Vertical.

Puede definirse como la carga estática que actúa en la bomba debido al ahogamiento del primer impulsor. Numéricamente es la distancia vertical, en metros, entre el nivel del agua en el cárcamo y el eje horizontal del primer impelente; que es el adyacente a la campana de succión. En la Fig. 2.6 se ha acotado con la letra K'.

Esta carga es siempre necesaria para el funcionamiento en sí, de la bomba; también evita la posibilidad de que el aire que se encuentre arriba de la superficie del agua entre al impulsor (disminuyendo su eficiencia) durante el funcionamiento y además favorece a una instalación al aumentar el N. P. S. H. (carga neta de succión positiva) en forma semejante a lo que sucede con la carga estática de succión en una bomba de eje horizontal que se localiza abajo del nivel del agua en el suministro. Fig. 2.4 b .

La sumergencia mínima requerida por una bomba, operando en determinadas condiciones, es dato del fabricante y generalmente puede verse en la carta que contiene la curva de eficiencia del modelo.

En algunas bombas el valor de la sumergencia es relativamente pequeño y en otras puede ser grande; por ello, este factor debe tomarse en cuenta al seleccionar el equipo ya que puede influir en forma notable, para fijar la profundidad del cárcamo y longitud de la columna de succión.

Como al seleccionar un modelo de bomba no se tiene bien definido el eje del impulsor, se acostumbra en la práctica, por comodidad, medir la sumergencia considerando la elevación de la brida que une el tazón correspondiente con la columna o con otro tazón en lugar de dicho eje. La diferencia es relativamente pequeña y además es favorable para la bomba. En la Fig. 2.6 se ha representado esta distancia práctica, con la letra K.

Nivel dinámico. - Se acostumbra llamar así, al nivel del agua en el suministro cuando opera la bomba.

Este término es más propio y usual en problemas de bombeo de agua subterránea, porque en este caso sí hay una diferencia, generalmente notable, entre el nivel estático del acuífero, que es cuando no trabaja el equipo y el que se tiene en el pozo estando funcionando aquél.

En bombeo de aguas superficiales, como el que nos ocupa, se supone que el nivel del agua existente en el cárcamo para cualquier condición de operación permanece constante, es decir no se establece ninguna diferencia. Esto se hace basándose en que el abatimiento de la superficie del agua que se pudiera tener durante la operación, tiene un valor pequeño y prácticamente despreciable.

Un cono de abatimiento de consideración se presentaría, si el gasto que succionaran las bombas fuera mayor que el que alimentara al cárcamo; - esto no ocurre puesto que dada la naturaleza del problema a resolver, el gasto máximo de bombeo en un momento dado será igual al mínimo que entre al cárcamo y esta es una de las condiciones críticas que se prevén al diseñar el sistema. Para cuando el gasto de llegada sea mayor que el extraído, el abatimiento del nivel es menos importante todavía. Por otra parte, antes de preocuparse por el incremento de carga que se pudiera tener debido a un abatimiento accidental (la cual sería muy pequeña comparada con las otras cargas del sistema) se debe tener cuidado en fijar la sumergencia para evitar la entrada del aire a la bomba, que esto sí es perjudicial.

Velocidad específica. - Se define como la velocidad en revoluciones por minuto a que debe girar un modelo reducido de impulsor de determinado tipo de bomba, para descargar la unidad de gasto, operando contra una carga unitaria.

Su expresión matemática general y simplificada es la siguiente:

$$N_s = \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} \quad \text{Sistema Inglés.}$$

Representando :

N_s = Velocidad específica en r. p. m.

N = Velocidad de rotación en r. p. m.

Q = Gasto de la bomba en g. p. m.

H = Carga total de cada paso en pies.

Si se trabaja con unidades métricas Q y H se expresarán en litros/minuto y metros respectivamente, y además la fórmula se afectará de un coeficiente de transformación, quedando:

$$N_s = 0.211 \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} \quad \text{Sistema métrico.}$$

Mediante este concepto, que relaciona a los tres factores principales que influyen en el funcionamiento de una bomba (gasto, carga y velocidad) y la teoría de la similitud, los investigadores han encontrado formas y condiciones de operación convenientes para diferentes impulsores, y basándose en estos datos los fabricantes construyen sus diversos tipos y tamaños de bomba. En la práctica, la velocidad específica es un índice más que permite predecir el tipo de bomba conveniente a emplear y esperar, en general, un buen funcionamiento.

Aunque son varios los factores que pueden afectar la operación de una centrífuga, de entre los cuales el NPSH y la altura de succión son básicos y principales, se acostumbra verificar la velocidad específica de un modelo propuesto por un fabricante o de algún tipo de bomba que se tenga en mente.

En la Fig. 2.8 se indican unos valores de la N_s .

Cavitación. - Cuando en el seno de un líquido en movimiento, la presión local se reduce a la correspondiente al vapor de ese líquido a la temperatura dominante, se presenta una formación de bolsas de vapor que desaparecen súbitamente al entrar en otra zona donde la presión tiene un valor tal, que se condensan, es decir, se tornan a líquido suavemente. A este fenómeno de formación y desaparición rápida de cavidades llenas de vapor del líquido que fluye porque pasa de una baja a alta presión, se le llama cavitación.

Este fenómeno se puede presentar en las turbinas, bombas, válvulas, en los cambios bruscos de la sección de tubería, etc., así como en las partes estacionarias de las estructuras hidráulicas que están propensas a baja presión y a la velocidad del agua, por ejemplo: en la zona inmediata de la descarga de compuertas deslizantes, en tomas para presas; en la parte inferior del chorro de agua en un deflector, etc.

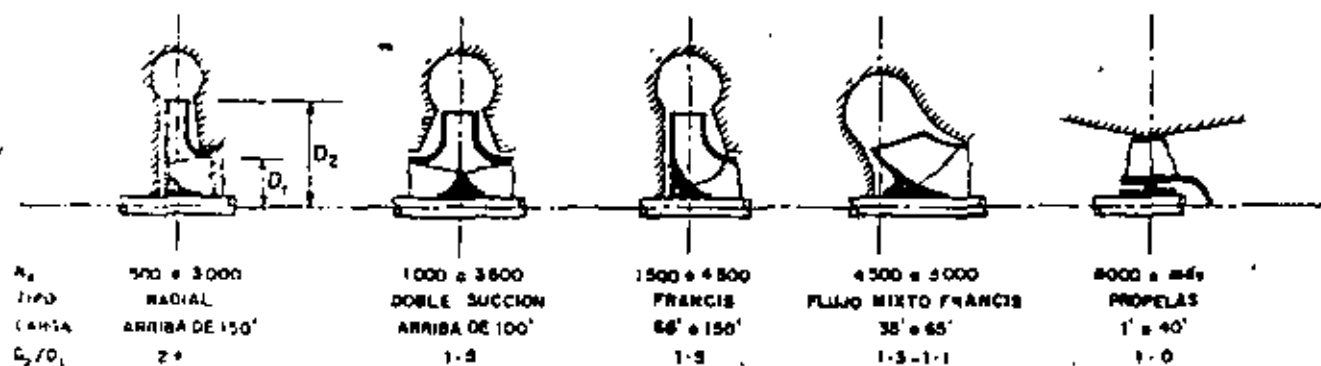


Fig. 2.8.- Relación de la velocidad específica

La cavitación en las máquinas hidráulicas ocasiona una disminución en su rendimiento, ruido, vibración y generalmente las corroe. Esto último hizo pensar a los investigadores que este fenómeno era de naturaleza química (debido a la oxidación) o electrolítica. Sin embargo, de acuerdo con los estudios y observaciones realizados al respecto se ha comprobado y aceptado que más

bien su naturaleza es mecánica, ya que también se llega a presentar en materiales como la madera, el concreto y hasta en el vidrio.

Cuando las bolsas de vapor se originan en la succión o entrada del impulsor de una bomba, las burbujas son arrastradas al interior de los álabes, sufriendo así un cambio de baja a alta presión y por lo tanto, se condensan súbitamente, originando al mismo tiempo una implosión. El proceso en sí y su repetición constante causa un choque de fuerte presión en las superficies metálicas de tal suerte que pueden llegar a provocar fatigas de ruptura del material y consecuentemente la picadura y erosión del mismo, ésto amén de menor rendimiento, ruido y vibraciones perjudiciales.

De acuerdo con lo anterior, lo primero que se nos ocurre pensar para evitar la cavitación en bombas, es no dar lugar a la vaporización del agua, en otras palabras, mantener siempre en la succión una presión arriba de la del vapor de agua y concretamente contar con un CNSP suficiente. Además de cuidar este concepto, algunos fabricantes recomiendan otras medidas prácticas como las siguientes:

En bombas horizontales:

1. - Cargas mucho menores que la correspondiente a la máxima eficiencia.
2. - Capacidad mucho mayor que la que se tiene con la máxima eficiencia.
3. - Elevación de succión mayor o CNSP menor que la recomendada por el fabricante.
4. - Temperaturas del líquido mayores que las consideradas en el diseño del sistema.
5. - Velocidades superiores que las recomendadas por el fabricante.

En bombas verticales:

1. - Cargas mayores que la correspondiente a la máxima eficiencia.
2. - Capacidad mucho menor que la correspondiente a la máxima eficiencia.

Los puntos 3, 4 y 5 anotados arriba.

Altura máxima de succión. - Teóricamente es la diferencia entre la carga manométrica del lugar (h_b) y la carga correspondiente a la presión de vapor de agua (h_{vp}) a la temperatura ambiente, es decir:

$$h_{st} = h_b - h_{vp} \quad (\text{succión teórica máxima})$$

Pero en la instalación de una bomba centrífuga horizontal se deberá considerar además de los conceptos anteriores, las cargas de velocidad (h_{vs}) y de fricción en la succión (h_{fs}). Por lo tanto se tiene que:

$$h_{s\text{máx.}} = h_b - h_{pv} - h_{vs} - h_{fs}$$

Se recomienda que principalmente en el caso de querer aprovechar la altura máxima de aspiración en un proyecto, se consulte lo relativo, con el fabricante de la bomba propuesta, además de haberla calculado.

Generalmente, el dato práctico es menor que el que se encuentra con la expresión anterior, con el objeto de tener un margen más de seguridad para evitar el mal funcionamiento, cavitación, etc.

Bombas empleadas. - En proyectos de riego por bombeo, las bombas más empleadas son las centrífugas, tanto horizontales como verticales. Esto es debido a las características de servicio requeridas generalmente (gastos y cargas) y las que pueden ofrecer dichas máquinas dado el avance que se ha obtenido en su diseño. Dentro del campo de las bombas centrífugas se tiene una gran variedad de tipos y tamaños que se han clasificado atendiendo a la forma del impulsor, a la del flujo dentro de él o alguna otra particularidad de un determinado modelo y así, cuando se mencionan esas características, se tiene una idea clara o más clara de qué bomba se trata, por ejemplo, si se dice que una bomba centrífuga es horizontal de flujo mixto con impulsor cerrado y de admisión simple, esto se refiere a una bomba de eje horizontal con un diseño de impulsor tal, que el flujo tiene tanto componente radial como axial a su eje (lo que hace aumentar su capacidad de carga); tendrá paredes laterales unidas a los álabes, por eso es cerrado y la entrada del agua será por un solo lado (admisión simple) requiriendo, consecuentemente, un solo tubo de succión.

Tanto la centrífuga horizontal, como la vertical tienen ventajas y desventajas, dependiendo de las características del problema y para elegir un tipo será cuestión de averiguar las capacidades de las que existan en el mercado y relacionarlas con el dato, carga capacidad del proyecto, así como considerar las condiciones físicas de la instalación.

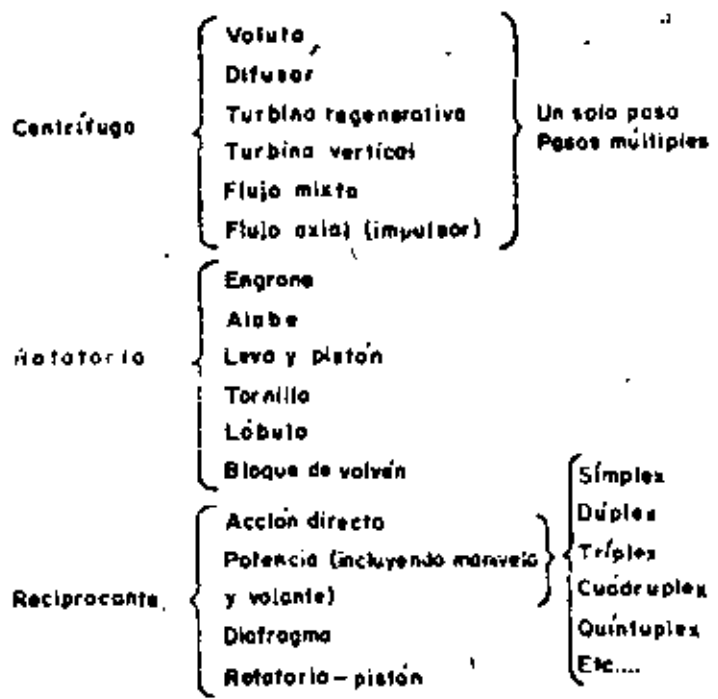
Una de las ventajas de la bomba vertical sobre la horizontal, la cual muchas veces decide la elección y con frecuencia la hace preferente, es que se puede colocar el motor a cualquier altura de tal manera que quede a salvo de inundaciones, además, el problema de cebado se elimina; la (CNSP)_d puede mejorarse (véase Pág. 102) más fácilmente, ocupa menos espacio en su instalación y en general su eficiencia es más alta. Sin embargo, tiene la desventaja de existir la posibilidad de pegarse cuando no funciona o de dañarse con objetos flotantes (cuando no se evita su paso) y es más difícil su extracción para desmontarla, en caso de reparación o inspección.

Existen varios sistemas para el cebado de las bombas centrífugas horizontales, unos son automáticos, otros manuales, o una combinación de ambos. No obstante, lo más práctico y recomendable, para eliminar el problema de cebado, es instalar la centrífuga en un cárcamo seco, de tal manera que el nivel mínimo del agua en la succión permanezca siempre arriba del eje de la bomba. El plano de la Pág. 204 muestra una instalación típica de bomba horizontal para riego.

Ante la posibilidad del empleo de centrífugas verticales y horizontales; un estudio de costo de las Obras de Ingeniería Civil necesarias, y las ventajas consecuentes de tipo operativo de la planta para un determinado proyecto, serán factores que influyan en la elección del tipo de centrífuga.

Generalmente los fabricantes ofrecen bombas con mayor capacidad en el tipo vertical ya sea para foso lleno o para foso seco, porque la horizontal adolece de una limitante que es la altura de aspiración.

Es recomendable que antes de abordar un problema de riego por bombeo el proyectista se entere de todo lo relativo a las bombas; para lo cual será necesario consultar libros que traten sobre el tema desde el punto de vista teórico-práctico y catálogos de fabricación para enterarse de lo existente en el mercado.



TIPOS Y CLASES DE BOMBAS MODERNAS

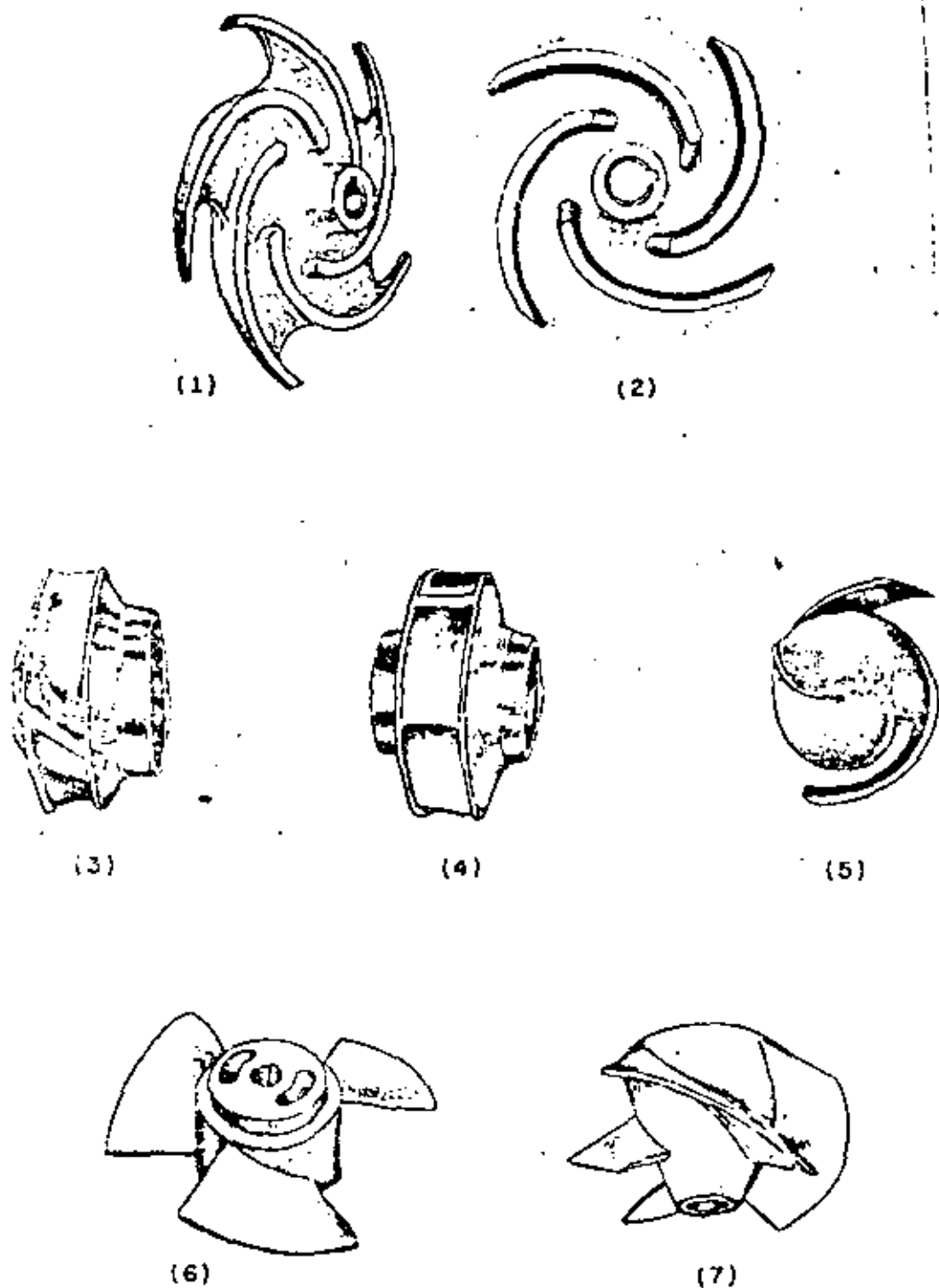


Fig. 2.9 IMPULSORES TÍPICOS: (1)-Abierto (2)-Semiabierto
 (3)-Cerrado de admisión simple (4)-Cerrado de doble admisión
 (5)-Abierto (para pulpa de papel) (6)-De flujo axial (hélice) (7)-De flujo mixto

CAPITULO III

ELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO

La secuencia que se propone para determinar un equipo de bombeo, comprenderá los siguientes puntos.

1. - DATOS NECESARIOS.
2. - DETERMINACION DEL NUMERO DE BOMBAS.
 - Capacidad de cada bomba.
 - Porcentaje de utilización del equipo y flexibilidad de operación.
3. - SELECCION DE LA BOMBA TIPO.
 - Condiciones de operación.
 - Carga total aproximada.
 - Sumergencia.
 - (CNSP) disponible.
 - Características de varias bombas. Consideraciones.
 - Bomba tipo probable.
4. - CALCULO AFINADO DE LA BOMBA.
 - Condiciones de operación.
 - Carga total.
 - Empuje axial.
 - Velocidad específica.
 - Capacidad del motor.
 - Resumen del cálculo. Características de la bomba.
 - Composición del equipo de bombeo.
 - Dimensiones del cárcamo.
5. - COTIZACION DEL FABRICANTE.
 - Datos para solicitar una cotización.
 - Bomba elegida. Características.
6. - ELECCION DEL MOTOR.
 - Análisis económico para decidir el empleo de energía eléctrica o motores de combustión. Costo del m³ de agua bombeada.

Antes de continuar se hace la siguiente observación: Los fabricantes de bombas en general de equipo de bombeo diseñan sus productos basándose en las mismas leyes y adelantos de la ciencia hidráulica, así como bajo ciertas normas y reglas generales que, en muchos aspectos, son hasta universales; consecuentemente no existen en estos productos diferencias acentuadas; por ejemplo una bomba con impulsores de flujo axial, será semejante en todos los casos. Sin embargo cada fabricante elabora un catálogo con las características propias de sus productos y, exceptuando algunas variantes, el contenido de estos catálogos es similar en todos.

A fin de exponer el ejemplo con datos reales, en el presente trabajo se hizo uso del catálogo de la casa "Johnston Howe de México"; únicamente por tenerse a disposición. (Véanse páginas 152 y siguientes).

3.1 Datos necesarios

1. - Del lugar:

- Coordinadas geográficas
 - Latitud
 - Longitud
 - Altitud
- Temperatura ambiente
 - Máxima
 - Mínima
 - Media

2. - De la fuente en el sitio de la captación.

- Temperatura del agua
- Análisis químico del agua
- Naturaleza y tamaño de los sólidos en suspensión
- Registros diarios o mensuales de niveles del agua
- Curva de gastos de la corriente
- Niveles del agua importantes y época en que se tienen
 - Mínimo extraordinario
 - Mínimo ordinario o de estiaje normal
 - Máximo ordinario y extraordinario

3. - Del cárcamo

- Ubicación
- Niveles del agua
 - Mínimo extraordinario y gasto correspondiente
 - Mínimo ordinario y gasto correspondiente
- Elevación de la plataforma o corona

4. - De la descarga

- Ubicación
- Nivel del agua

- Energía adicional. Puede tenerse en el caso de emplear el riego por aspersión y proporcionar, con el equipo de bombeo, la carga disponible que se debe tener al iniciar la distribución.

5. - Del Riego.

- Demandas de agua mensuales.
- Tiempo máximo en que debe proporcionarse
- Frecuencia
- Horas de bombeo diarias consideradas en el estudio hidrológico.

6. - De la energía disponible.

- Eléctrica
 Voltaje
 Ciclaje
 Número de fases
 Capacidad interruptiva
- Energéticos
 Gasolina
 Diesel, etc., etc.

7. - Perfil topográfico, desde la captación hasta la descarga, por el eje del conducto de la toma y Esquema de la disposición del cárcamo y descarga.

8. - Varios

- Nomogramas y tablas para el cálculo de pérdidas de energía por fricción en tuberías y accesorios.
- Catálogos de bombas, motores y accesorios que existan en el mercado. Curvas características.
- Información relativa a cercanía, prestigio, servicio de refacciones, cumplimiento, etc., de las casas vendedoras de equipos de bombeo.
 Antecedentes en general.

Determinación del número de bombas

Al haber hecho la planeación de la zona de riego para un plan de cultivos tomado y llegar a obtener las demandas de agua mensuales, se observará en general, éstas son diferentes, presentándose en uno de los meses su mayor valor.

El equipo de bombeo deberá elegirse para cubrir la demanda máxima, formada a un gasto (m^3/seg) que también será el máximo necesario y que se obtiene, tomando en cuenta la frecuencia de riego y el tiempo diario de bombeo.

Por lo tanto, si la capacidad de las bombas son iguales, el gasto por un

dad que convencionalmente se le designará por q valdrá :

$$q = \frac{\text{Gasto Máximo}}{\text{No. de Unidades}} = \frac{Q \text{ Máx.}}{\text{No. U.}}$$

En proyectos pequeños (por ejemplo con $Q \text{ máx} = 120 \text{ l. p. s.}$) puede usarse una sola bomba y con ella proporcionar un servicio aceptable, considerando que el bombeo para riego es intermitente; sin embargo, es preferible, y esta práctica se ha seguido, dividir el gasto en dos unidades, previendo que, en el caso de descompostura de una de ellas, por lo menos se cuente con el 50% del servicio mientras dure la correspondiente reparación; además puede alternarse la operación de las máquinas y tener tiempo de darles servicio o de mantenimiento y conservación.

En los casos en los que el gasto máximo requerido es ya considerable y se pretenda emplear una sola unidad, es casi seguro que estará, muy "sobrada" para los meses en que el gasto máximo no se requiera y ello originaría un costo de energía innecesaria, mal distribución y aprovechamiento del agua y probablemente dificultades en la operación, porque sería una sola bomba. Aun cuando es posible regular el gasto de una bomba (dicho sea de paso, estrangulando su descarga o variando la velocidad de rotación, para lo cual se necesita un motor de velocidad o de acoplamiento variable), en problemas de riego es más práctico y conveniente la solución de instalar más de una unidad; pero elegir un número determinado sin algún estudio que nos permita normar un criterio en la elección no es correcto.

No hay un método que en forma directa nos indique cuál debe ser el número apropiado para un caso dado y elegir un equipo de bombeo considerando y variando los factores múltiples que intervienen no es tarea sencilla. Sin embargo, lo que se recomienda y es suficiente, dado el carácter del problema es hacer una serie de ensayos o tanteos (de carácter comparativo) considerando un cierto número de unidades y prediciendo la forma en que podrían operarse, así como estimando su costo inicial y de funcionamiento. Como el número de unidades y el tipo empleado de bomba están íntimamente ligados, para decidirse por una instalación determinada, una o mejor dicho varias combinaciones de estos factores (número y tipo) ayudarán a tomar la decisión correspondiente que, desde luego, deberá inclinarse a aquélla que reúna principalmente las características económicas y de flexibilidad de operación más favorables. Se dice que un equipo de bombeo es más económico cuando el litro de agua bombeado se obtiene con el costo mínimo durante la vida útil de la bomba (véase Pág. 186).

En forma resumida y general, los siguientes factores influyen de manera directa o indirecta en la selección de las bombas, una vez que hayan establecido y definido las características hidráulicas de un sistema :

Factores Técnicos:

- Número de unidades

- Características de operación (flexibilidad).
- Eficiencia máxima y de la zona contigua de la curva característica.
- Motor requerido.
- Accesorios necesarios.
- Tamaño y peso de las unidades.
- Garantías del fabricante.
- Servicio de refacciones.
- Alguna característica especial de fabricación de la bomba.

Factores Económicos:

- Costo inicial del equipo.
- Costo de instalación.
- Costo de operación y mantenimiento.
- Vida útil estimada de cada unidad.
- Posible sustitución de refacciones con otras marcas.
- Recuperación de la inversión.
- Prestigio, cercanía y tiempo de entrega de la casa vendedora.

EJEMPLO DE SELECCION

Se expone a continuación la secuela que se siguió para elegir el equipo del caso "Vichinchijol".

"Vhichinchijol", es un proyecto de riego por bombeo que se localiza en el municipio de Tamuín, del Estado de San Luis Potosí. La fuente aprovechada es el río Pánuco y la superficie de terrenos que se pondrán bajo riego con esta obra será de 2 000 Ha., que pertenecen al ejido que le da nombre al proyecto. En estas tierras, que se encuentran en una zona principalmente agropecuaria, se cultivan en su mayoría plantas forrajeras y en menor grado hortalizas y frutas.

El aprovechamiento queda constituido por todas las partes que, en general, forman un sistema de riego con captación por bombeo, es decir, obra de toma, cárcamo de bombeo, tanque de descarga, casetas de control, de vigilancia, una subestación eléctrica y la zona de riego cuyos canales de distribución son revestidos de concreto simple y "gunite".

Porcentaje de utilización del Equipo

Con la idea de utilizar al máximo la instalación de un equipo de bombeo, tomando en cuenta que únicamente operará completo cuando sea requerido el mayor gasto en la zona de riego, una manera de estimar el número conveniente de bombas a instalar puede ser la siguiente:

Proponer un cierto número de unidades y comparar el tiempo anual de horas de trabajo que se tendría operando todo el equipo y considerando las horas

de bombeo que se aplicaron para la obtención del gasto máximo (Horas-Máquina anual máximo), con las horas-máquina que realmente se van a tener o que serán necesarias en el año, de acuerdo con las necesidades de riego y las unidades propuestas. Esta comparación se puede apreciar en forma cualitativa -- como sigue:

$$\% \text{ utilización equipo} = \frac{\text{hs - Máq. Anual necesario}}{\text{hs - Máq. Anual Máx.}}$$

Para obtener lo anterior se formaron las tablas que se muestran de la pág. 119 a la pág. 122 para tres, cuatro, cinco y seis unidades respectivamente. Con estos cuadros también se conocen otros datos, como: las unidades necesarias para cubrir un determinado gasto mensual, las que permanecen sin trabajar y meses en que esto ocurre, así como las horas diarias de operación, etc. Se han anotado los niveles del agua mínimos mensuales que se presentan en la fuente de aprovechamiento, con el objeto de ver la posibilidad de proporcionar un gasto mensual (que no sea el gasto máximo) con un número menor de unidades que el que resulta de considerar la capacidad de cada bomba para obtener el gasto máximo o sea el gasto de proyecto. Esto se hace, tomando en cuenta que, en general, la demanda máxima mensual coincide en la época del año cuando se tienen los niveles mínimos en el río y que el gasto de una bomba aumenta cuando disminuye la carga estática, como se verá más adelante. Así pues, el porcentaje de utilización y los conceptos que se tienen a la derecha -- del cuadro de cada alternativa, son un índice para inclinarse hacia una de ellas.

Para el caso en cuestión, se observa que la alternativa No. 2 (4 unidades) parece más atractiva, porque: el 68 % de aprovechamiento (prácticamente 70%) del equipo resultó mayor que en las otras; se podra disponer de una unidad como reserva (lo cual es ventajoso) en casi todos los meses, excepto en mayo y agosto que son los meses de por sí críticos, pues nótese que en abril y julio el gasto lo podran dar tres bombas trabajando el tiempo máximo de proyecto. En el supuesto de fallar una, requiriéndose de las cuatro, el servicio se disminuira en un 25% en meses que no son consecutivos o sea en mayo y agosto. Las horas diarias de bombeo que serán necesarias, con relación al tiempo considerado en el proyecto son aceptables.

De la alternativa con tres unidades, se advierte con relación a la de -- cuatro, un funcionamiento semejante, aun cuando tiene menor porcentaje de utilización (64%) y en dos meses más, septiembre y octubre, se requiere de todo el equipo para dar el gasto correspondiente; sin embargo existe la posibilidad de cubrir la demanda con dos bombas trabajando más tiempo o bien que, como el nivel del agua en la fuente en estos meses no es el mínimo mınimum, dos bombas proporcionen el gasto requerido, debido al aumento de su capacidad por la disminución de la carga estática y así se tendra una bomba en reserva. Serán unidades mayores, pero es una menos.

PROYECTO "VICHINCHIJOL" MPIO. TAMUÍN, S.L.P.

SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa N^o. 1 1 Unidades.- $q = 0.667 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ - Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agt.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m ³	1818	2669	2772	3964	4648	2428	3922	4577	3588	3715	1760	2024
Nivel mínimo en el río, elevación en metros	3.80	3.56	3.42	3.21	$\frac{3.42}{1.90}$	3.26	3.46	3.47	3.45	3.52	4.24	3.88
Número de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	2	2	3	3	2	3	3	3	3	2	2
Gasto necesario, m ³ /seg	0.74	1.20	1.20	1.60	2.00	1.00	1.60	2.00	1.50	1.50	0.71	0.82
Bombas sin operar	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	1	1
Gasto suministrado por las bombas en operación	1.33	1.33	1.33	2.00	2.00	1.33	2.00	2.00	2.00	2.00	1.33	1.33
Horas máquina diarias, necesarias por bomba	12.8	20.75	20.75	18.40	23.00	17.27	18.40	23.00	17.25	17.25	12.25	14.16
Horas máquina diarias, Totales	25.60	41.50	20.75	55.20	69.00	34.54	55.20	69.00	51.75	51.75	24.50	28.32

Horas - Máquina anual, máximo = $30 \times 23 \times 12 \times 3 = 24,840 \text{ hs.}$

Horas - Máquina anual, necesarias = $527.11 \times 30 = 15,813.3 \text{ hs.}$

% Utilización del equipo = $\frac{15,813.3}{24,840.0} = 64\%$

PROYECTO "VICHINCHJOL" MPIO. TAMUIN, S.L.P.
SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativo N^o. 2 4 Unidades - $q = 0.500 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ - Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ag.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m ³	1818	2669	2772	3864	4648	2428	3922	4577	3588	3715	1760	2024
Nivel mínimo en el río, elevación en metros	1.80	3.56	3.42	3.21	3.42 1.90	3.26	3.46	3.47	3.45	3.52	4.24	3.88
Número de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	3	3	4	4	2	4	4	3	3	2	2
Gasto necesario, m ³ /seg.	0.74	1.20	1.20	1.60	2.00	1.00	1.60	2.00	1.50	1.50	0.71	0.82
Bombas sin operar	2	1	1	0	0	2	0	0	1	1	2	2
Gasto suministrado por las bombas en operación	1.00	1.50	1.50	2.00	2.00	1.00	2.00	2.00	1.50	1.50	1.00	1.00
Horas máquina diarias, necesarias por bomba	17.02	18.40	18.40	18.40	21.00	21.00	18.40	21.00	21.00	23.00	16.95	18.90
Horas máquina diarias, Totaler	34.04	55.20	55.20	73.60	92.00	46.00	92.00	92.00	69.00	69.00	32.70	37.80

- Horas - Máquina anual, máxima = $30 \times 23 \times 12 \times 4 = 33,120 \text{ hs.}$
- Horas - Máquina anual, necesarias = $748.54 \times 30 = 22,456.2 \text{ hs.}$
- % Utilización del equipo = $\frac{22,456.2}{33,120.0} = 67.8\% = 68\%$

PROYECTO "VICHINCHIJOL" M.F.O. TAMUHI, S.L.P.
SELECCIÓN EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa N° 3 5 Unidades. - $q = 0.400 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ - Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m ³	1818	2669	2772	3564	4648	2428	3922	4577	3588	3715	1760	2024
Nivel mínimo en el río, elevación en metros	3.80	3.56	3.42	3.21	3.42 1.90	3.26	3.46	3.47	3.45	3.52	4.24	3.88
Número de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	3	3	4	5	3	4	5	4	4	2	3
Gasto necesario, m ³ /seg.	0.74	1.20	1.20	1.60	2.00	1.00	1.60	2.00	1.50	1.50	0.71	0.82
Bombas sin operar	3	2	2	1	0	2	1	0	1	1	3	2
Gasto suministrado por las bombas en operación	0.80	1.20	1.20	1.60	2.00	1.20	1.60	2.00	1.60	1.60	0.80	1.20
Horas máquina diarias, necesarias por bomba	21.27	23.00	23.00	23.00	23.00	19.15	23.00	23.00	21.50	21.50	20.40	15.70
Horas máquina diarias, Totales	42.54	69.00	69.00	92.00	115.00	57.45	92.00	115.00	86.00	86.00	40.80	47.10

Horas - Máquina anual, máxima = $30 \times 23 \times 12 \times 5 = 41,400 \text{ ha.}$

Horas - Máquina anual, necesarias = $911.89 \times 30 = 27,356.7 \text{ ha}$

% Utilización del equipo = $\frac{27,356.7}{41,400.0} = 66\%$

PROYECTO "YICHINCHIJOL" MPIO. TAMUÍN, S.L.P.

SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa N° 4 - 6 Unidades - $q = 0.333 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ - Considerando 30 días y 23 hs. diarios de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agt.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m^3	1818	2669	2772	3864	4648	2428	3922	4577	3588	3715	1760	2064
Nivel mínimo en el río, elevación en metros	3.80	3.56	3.42	3.21	3.42 1.90	3.26	3.46	3.47	3.45	3.52	4.24	3.88
Número de bombas para satisfacer el gasto necesario	3	4	4	5	6	4	5	6	5	5	3	3
Gasto necesario, $\text{m}^3/\text{seg.}$	0.74	1.20	1.20	1.60	2.00	1.00	1.60	2.00	1.50	1.50	0.71	0.82
Bombas sin operar	3	2	2	1	0	2	1	0	1	1	3	3
Gasto suministrado por las bombas en operación	1.00	1.33	1.33	1.66	2.00	1.83	1.66	2.00	1.66	1.66	1.00	1.00
Horas máquina diarias, necesarias por bomba	17.02	20.70	20.70	22.10	23.00	17.27	22.10	23.00	20.76	20.76	16.33	18.86
Horas máquina diarias. Totales	51.06	62.80	62.80	110.50	138.00	69.08	110.50	138.00	103.80	103.80	49.00	56.58

Horas - Máquina anual, máxima = $30 \times 23 \times 12 \times 6 = 49,680 \text{ hs.}$

Horas - Máquina anual, necesarias = $1095.92 \times 30 = 32,877.6$

% Utilización del equipo = $\frac{32,877.6}{49,680.0} = 66\%$

En las proposiciones de cinco y seis unidades el porcentaje de utilización es menor que en la de cuatro, a pesar de ser más bombas y además se observa que parte del equipo permanecería ocioso más tiempo. Por otra parte, la estructura de instalación sería mayor.

Con los datos del gasto requerido y el dado por el equipo, obtenido de las tablas, se puede formar una gráfica para observar en forma más objetiva la variación mensual de estos conceptos; por ejemplo, los meses en que se puede suministrar mayor volumen de agua con las bombas en caso necesario, etc. En las figuras 3.1 y 3.2 se muestran las correspondientes a las alternativas uno y dos que son las que se antojan más atractivas, según lo dicho anteriormente.

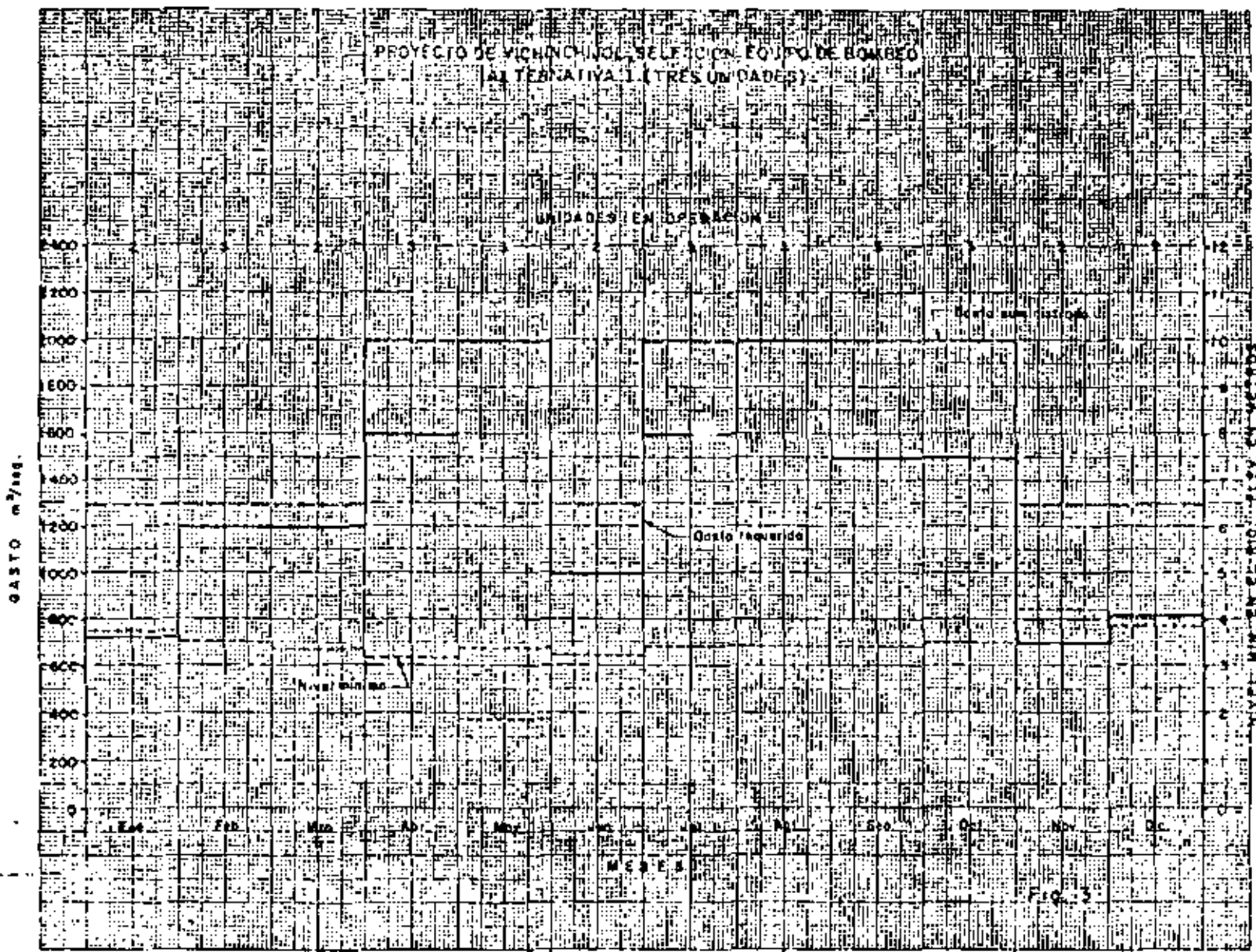
Antes de continuar con la siguiente etapa de la secuela que nos ocupa, se harán las siguientes observaciones:

Es claro que el 100% de utilización de una instalación se obtendría cuando el gasto necesario en la zona de riego fuera constante y tal vez, en estas condiciones, el problema de seleccionar el equipo de bombeo, se reduzca a elegir el tamaño y tipo de las unidades. Ordinariamente en instalación de bombas para riego, ese porcentaje de utilización no se obtiene debido a la variación de las demandas; por lo tanto, de este concepto dependerá, en parte, el mayor aprovechamiento de las instalaciones y como aquéllas (las demandas) son función del plan de cultivos considerados, conviene que cuando se utilice el bombeo con fines de riego se piense en un plan de cultivos tal, que la mira sea sacarle a la instalación el mayor proyecho posible.

En algunos proyectos, se llegan a tener, en uno o más meses, demandas (gastos) pequeñas en comparación con la demanda máxima y ello puede afectar la apreciación del 1% de aprovechamiento que se busca, por lo que, para estos casos y a juicio, considérense o no todos los meses del año en la determinación de dicho porcentaje.

En otras ocasiones, el gasto máximo difiere bastante con los otros mensuales y al calcular el número de horas necesarias de bombeo diario, éste resulta bajo con relación al aplicado en la obtención del gasto máximo; esto origina tener el equipo ocioso en un tiempo mayor. Se sugiere para entonces, aumentar las horas de bombeo en el cálculo del gasto máximo para aumentar las horas de trabajo en los otros meses con lo cual, también se consigue disminuir la magnitud del equipo.

Es siempre recomendable tener unidades iguales, por las ventajas en la operación y conservación de un sistema; pero cuando las demandas de riego difieran mucho entre sí y en proyectos grandes es factible pensar y aplicar una solución con dos o más tipos de unidades y probablemente la magnitud del problema justifique esa solución. Se recomienda en estos casos tener por lo menos pares iguales.



PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL MBEQ
 ALTERNATIVA 2 (CUATRO UNIDADES)

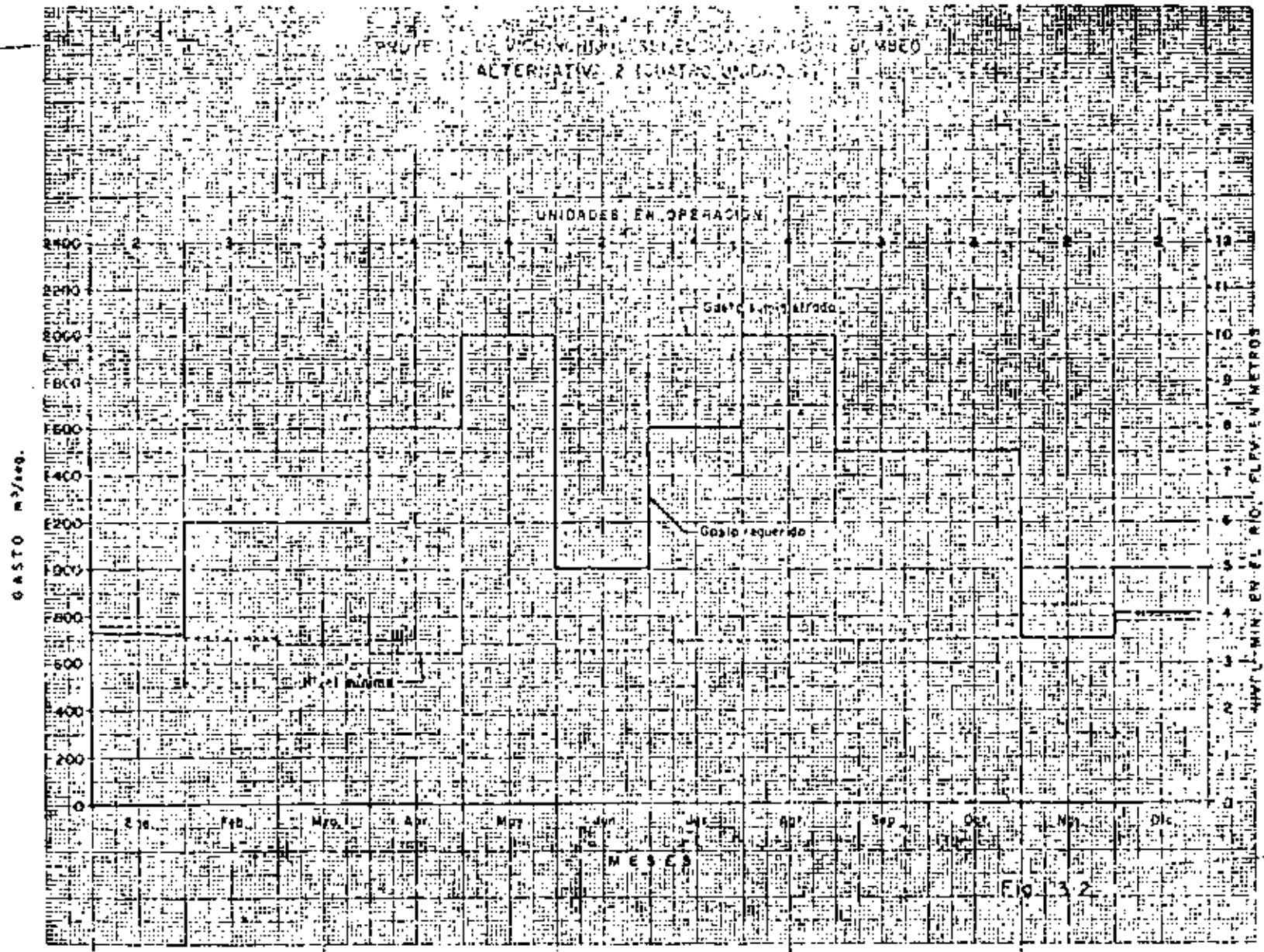


FIG. 3.2

UNIDADES EN OPERACION EN EL AÑO. FLUJO EN METROS

Finalmente, si se tienen en la descarga canales que partan en distinta dirección y con diferente capacidad o se tenga una descarga parcial antes de la descarga principal, se debe considerar la capacidad de esos canales para fijar la capacidad de la bomba o viceversa, previendo la posible operación del sistema. En general deberá haber una relación entre la capacidad de los canales de riego y la capacidad de las bombas.

3.3 Selección de la bomba tipo

Considerando las alternativas más viables para elegir el número de unidades y consultando los catálogos de los fabricantes, se puede formar para cada una de esas alternativas una tabla en la cual se concentren las características principales de las bombas posibles de usar, con el objeto de compararlas en uno y otro caso y contar con más elementos para decidir la elección, tanto del número como del tipo.

Dentro de esas características, una de las más importantes es quizá la eficiencia de un determinado modelo, pues tómese en cuenta que, de este factor dependerá en gran parte la economía que se tenga al operar el sistema durante su vida útil. En ocasiones ante la posibilidad de elegir cualquier modelo de bomba entre dos cuyo costo inicial sea diferente, casi siempre conviene elegir aquella con eficiencia más alta, aun cuando costara más y posiblemente esta decisión no afecte substancialmente la inversión inicial de una planta.

DATOS.

Para explorar las curvas características de varias bombas y formar la tabla a que nos hemos referido arriba se necesitan conocer:

- q Gasto de la bomba, cuyo valor será según la alternativa propuesta.
- H Carga dinámica total aproximada y su posible variación.
- $(CNSP)_d$ Carga Neta de Succión Positiva disponible.

Además, tener presente el ciclaje de la energía eléctrica, en el caso que se vaya a disponer de ella, a fin de usar las curvas de eficiencia del ciclaje correspondiente.

Carga dinámica total aproximada y su posible variación.

Decimos que el valor de la carga total de operación para estos fines es aproximado, porque inicialmente se suponen las dimensiones de ciertos elementos que al final pueden hacer variar el valor de dicha carga; por ejemplo, el diámetro de la tubería de succión o el de la descarga y en ocasiones, pueden no ser

T A B L A N O 2 (PARA TUBOS DESCARGANDO PARCIALMENTE LLENOS)

x/y	H	x/y	H	x/y	H	x/y	H
0.01	0.17	0.26	20.66	0.51	51.27	0.76	81.54
0.02	0.47	0.27	21.79	0.52	52.55	0.77	82.62
0.03	0.83	0.28	22.92	0.53	53.82	0.78	83.69
0.04	1.34	0.29	24.06	0.54	55.09	0.79	84.73
0.05	1.87	0.30	25.24	0.55	56.35	0.80	85.77
0.06	2.44	0.31	26.41	0.56	57.63	0.81	86.77
0.07	3.06	0.32	27.59	0.57	58.89	0.82	87.76
0.08	3.74	0.33	28.78	0.58	60.13	0.83	88.75
0.09	4.46	0.34	29.98	0.59	61.41	0.84	89.67
0.10	5.21	0.35	31.19	0.60	62.64	0.85	90.59
0.11	5.98	0.36	32.42	0.61	63.89	0.86	91.49
0.12	6.80	0.37	33.64	0.62	65.13	0.87	92.36
0.13	7.64	0.38	34.87	0.63	66.36	0.88	93.20
0.14	8.51	0.39	36.11	0.64	67.58	0.89	94.02
0.15	9.41	0.40	37.36	0.65	68.81	0.90	94.79
0.16	10.33	0.41	38.60	0.66	70.02	0.91	95.54
0.17	11.27	0.42	39.85	0.67	71.22	0.92	96.26
0.18	12.24	0.43	41.11	0.68	72.41	0.93	97.00
0.19	13.23	0.44	42.37	0.69	73.59	0.94	97.56
0.20	14.23	0.45	43.63	0.70	74.76	0.95	98.13
0.21	15.27	0.46	44.91	0.71	75.94	0.96	98.66
0.22	16.31	0.47	46.18	0.72	77.08	0.97	99.12
0.23	17.38	0.48	47.43	0.73	78.21	0.98	99.54
0.24	18.45	0.49	48.73	0.74	79.34	0.99	99.83
0.25	19.54	0.50	50.00	0.75	80.44	1.00	100.00

(VASE FIGURA 2 B)

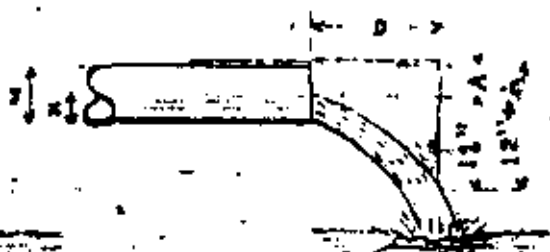
D = DISTANCIA HORIZONTAL EN CMTS.
 Q = GASTO EN LITROS POR SEGUNDO.

FIGURA 2 A - PARA TUBOS LLENOS



EJEMPLO N 1
 TUBO DE 6"
 D = 48 cms. - q = 35 lts. x seg.

FIGURA 2 B - PARA TUBOS PARCIALMENTE LLENOS



EJEMPLO N 2
 TUBO DE 6" y = 15 cms.
 x = 72 cms.
 D = 22 cms.

Para x/y = 0.32 se obtiene H de 52.55
 (si fuera tubo lleno con D = 22 cms.
 se tendrían q = 16 lts. x seg.) tal es
 este ejemplo serían
 D = 16 x 0.5255 = 8.41 lts. x seg.

COMANDO EN JEFE FUERZAS ARMADAS PERUANAS
 INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y CENSOS

Ing. Gustavo Leartes J.

MUNICIPIO DEPARTAMENTO	Distrito del						
	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977
Crecimiento en litros por segundo							
20	1.7	3.7	6.4	11.0	25.3	39.7	56.9
22	1.9	4.1	7.0	16.0	27.8	43.7	62.8
24	2.0	4.6	7.7	17.5	30.3	47.7	63.3
26	2.2	4.8	8.3	19.0	32.8	51.7	73.9
28	2.4	5.2	9.0	20.4	35.4	55.6	79.6
30	2.6	5.6	9.6	21.9	37.9	59.6	85.3
32	2.7	6.0	10.2	23.3	40.4	63.6	91.0
34	2.9	6.3	10.9	24.8	42.9	67.6	96.7
36	3.1	6.7	11.5	26.2	45.5	71.7	102.4
38	3.2	7.0	12.2	27.7	48.0	75.5	108.1
40	3.4	7.4	12.8	29.2	50.5	79.5	113.8
42	3.6	7.8	13.4	30.6	53.0	83.5	119.4
44	3.7	8.3	14.1	32.1	55.6	87.4	125.1
46	3.9	8.6	14.7	33.5	58.1	91.4	130.8
48	4.1	8.9	15.4	35.0	60.6	95.4	136.5
50	4.3	9.3	16.0	36.5	63.2	99.4	142.2
52	4.4	9.7	16.6	37.9	65.7	103.3	147.9
54	4.6	10.0	17.3	39.4	68.3	107.3	153.6
56	4.8	10.4	17.9	40.8	70.7	111.3	159.8
58	4.9	10.8	18.6	42.3	73.3	115.2	165.0
60	5.1	11.2	19.2	43.7	75.1	119.3	170.6
62	5.3	11.5	19.8	45.2	78.3	123.2	176.3
64	5.4	11.9	20.5	46.7	80.8	127.2	182.0
66	5.6	12.3	21.1	48.1	83.4	131.1	187.7
68	5.8	12.6	21.8	49.6	85.9	135.1	193.4
70	6.0	13.0	22.4	51.0	88.4	139.1	199.1
72	6.1	13.4	23.0	52.5	90.9	143.1	204.8
74	6.4	13.8	23.7	53.9	93.5	147.0	210.5
76	6.5	14.1	24.3	55.3	96.0	151.0	216.1
78	6.6	14.5	25.0	56.9	98.5	155.0	221.8
80	6.8	14.9	25.6	58.3	101.0	159.0	227.5
82	7.0	15.3	26.3	59.8	103.6	162.9	233.2
84	7.1	15.6	26.9	61.2	106.1	166.9	239.0
86	7.3	16.0	27.5	62.7	108.6	170.9	244.6
88	7.5	16.4	28.2	64.2	111.1	174.9	250.3
90	7.7	16.7	28.8	65.6	113.7	178.8	256.0
92	7.8	17.1	29.4	67.1	116.2	182.2	261.6
94	8.0	17.5	30.0	68.5	118.7	186.0	267.2
96	8.2	17.9	30.7	70.0	121.2	190.8	273.0
98	8.3	18.2	31.4	71.4	123.8	194.7	278.7

CONSTRUCTION AND USE OF PIPE CAP ORIFICE

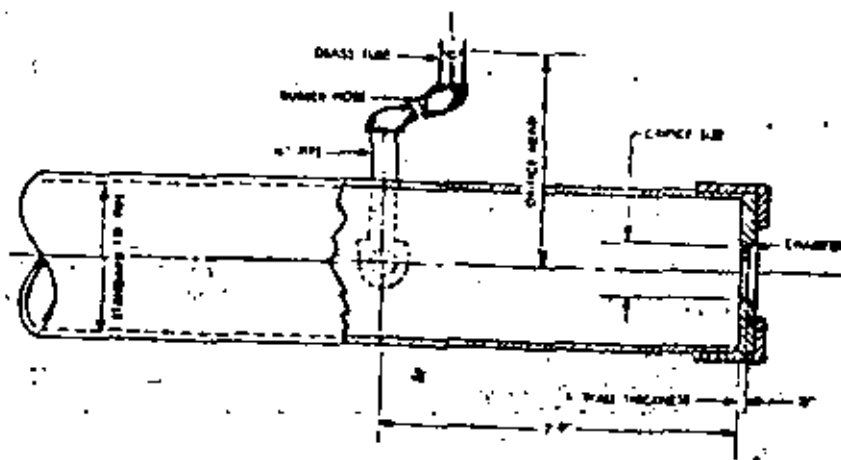


FIG. 70. Pipe cap orifice.

A pipe cap orifice is a form of sharp-edged orifice and is free flowing, since it is placed on the end of a pipe and allows the water to discharge into the atmosphere.

A number of precautions must be taken to insure accuracy of measurement.

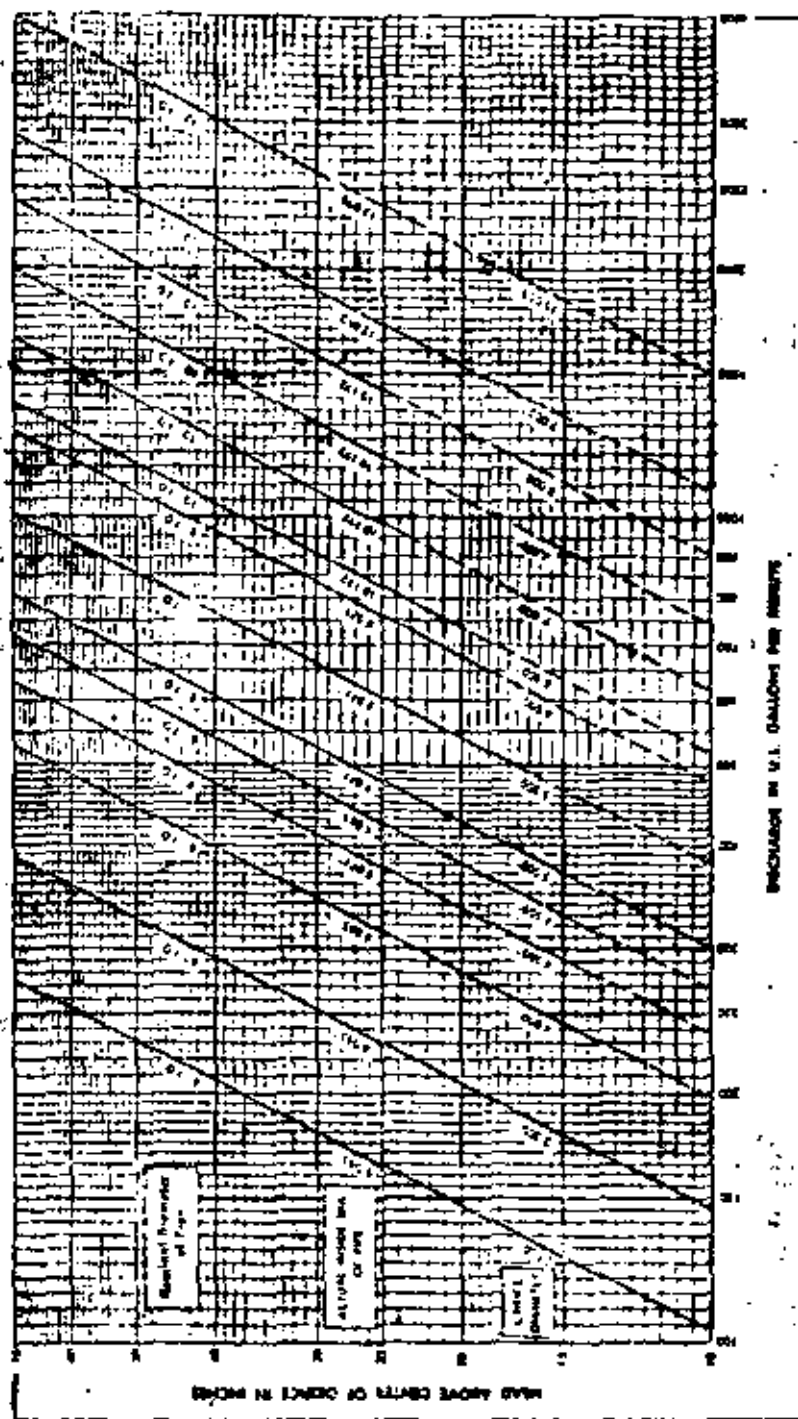
1. Approach pipe must be smooth inside, straight and horizontal.

2. The distance between the orifice and any valves or fittings in the approach pipe must be greater than 8 pipe diameters.

3. The $\frac{1}{4}$ " pressure opening should be two feet back of, and in the centerline plane of, the orifice. It should be fitted with a standard nipple, at right angles to the approach pipe and flush on the inside. A rubber tube and a piece of glass pipe complete the arrangement for easy reading of the head on the orifice. The rubber tube may be used as shown, or may be connected directly to the horizontal nipple.

4. The orifice must be a true bore, smooth, diameter accurate to ± 0.001 ", inside wall flush and smooth, edges square and sharp and $\frac{1}{8}$ " thick, excess material chamfered at an angle of 45 deg. on outside as illustrated in Fig. 70.

* Capacities may be read directly in GPM from Fig. 71.



DISCHARGE IN U.S. GALLONS PER MINUTE

FIG. 71. Pipe cap orifice chart.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
 Depto de Maquinaria

INFORME DE ADEME

Fecha 28 de Dic. de 1955

Ora de Riego del Rio Colorado Valle de Mexicali, B.C. Pozo N° Alamo 1
 Lugar Ejido Torreón Contratista Mexicana de Construcciones, S. A.
 Zona Contrato N° 707 De fecha 20 de Abril de 1956

Perforadora marca Walter nún. 13

ADEME CIEGO

Diámetro	Espesor	Profundidad		Longitud	Cople y rasca	Soldado a tope	Observaciones
		m	m				
20"	1/4"	1.00	35.42			X	Soldadura eléctrica

CEDAZO Marco U.S. Steel Tipo

Diámetro	Espesor	Profundidad		Longitud	Tipo	Dimensiones ranura	Ranuras por metro	Area infiltración		Velocidad de infiltración	Observaciones
		m	m					por ml.	total	cm/seg.	
20"	3/4"	35.42	64.70	29.28	Troq.	1/2" x 1/4"	198	Dm 8	Dm 234	8.5	Soldadura Eléctrica.

FILTRO DE GRAVA

Volúmen	Temple de grava		Cool Unifbr.	Observaciones
	Máximo	Mínimo		
44	3/4"	1"		Cribada en el Banco de Algodones, B.C.

CEMENTACION

Nivel agua freática Nivel estático después de la cementación

Diámetro Perforación	Espesor	Profundidad		Longitud	Volúmen		Observaciones
		m	m	testado	calculado	emitido	
NO	SE	USO					

TAPON DE FONDO NO SELLOS DE PLOMO NO

EQUIPO EMPLEADO PARA LA CEMENTACION
 PROCESO SEGUIDO:

OBSERVACIONES

Orden dada por el Ing. Guillermo Galicia

PERSONAL QUE INTERVINO

Supervisores
 Perforista H. Schleaf del Centro
 Inspector Ing. G. Galicia S.R.H.



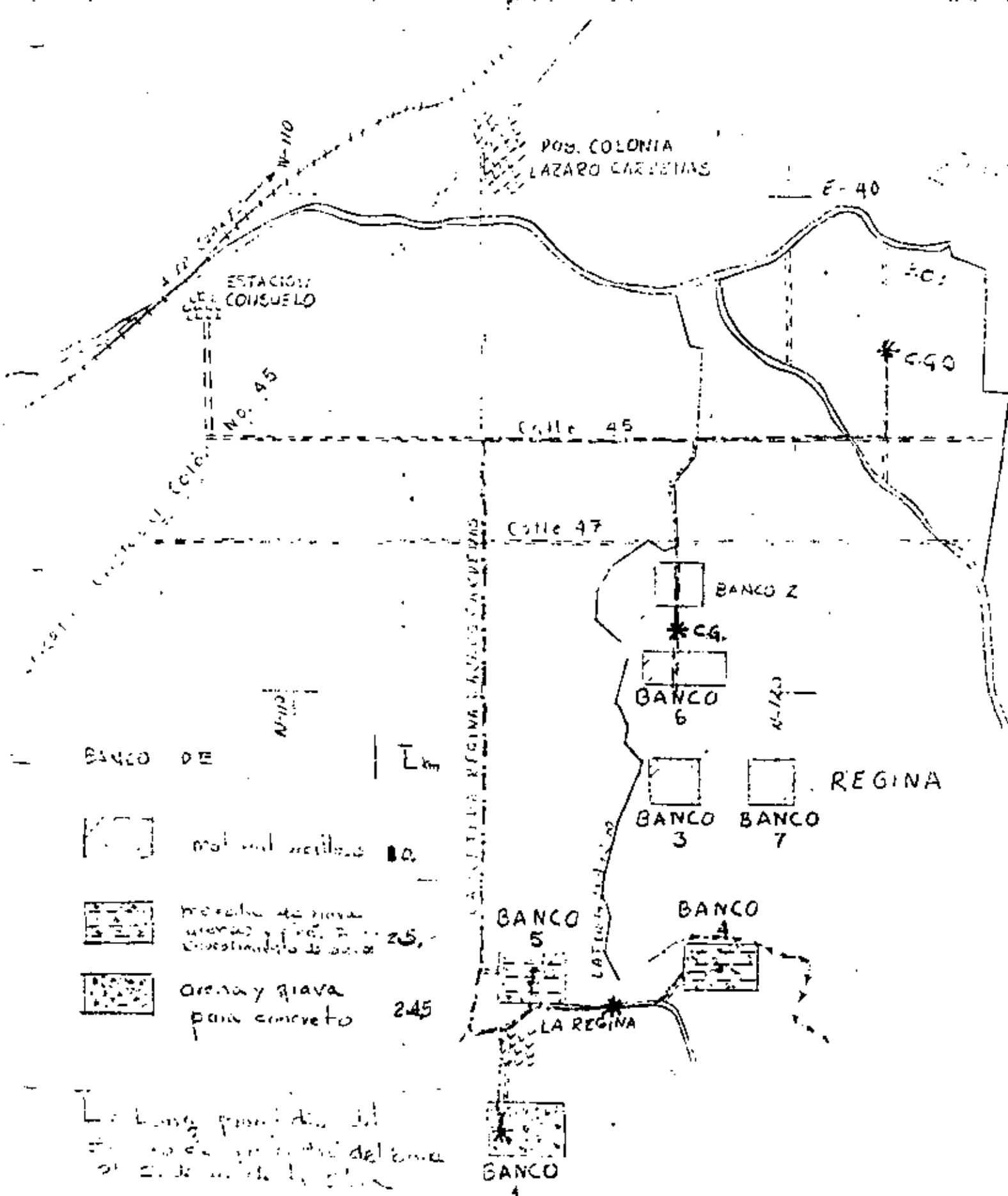
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO**

**PROYECTO DE AMPLIACION DE UN
DISTRITO DE RIEGO**

ING. RODOLFO ORTEGA ARMENDARIZ

AGOSTO-SEPTIEMBRE 1982



BANCO DE	[Symbol]	
[Symbol]	material de relleno	10.
[Symbol]	mezcla de arena gruesa y fina	25.
[Symbol]	arena y grava para concreto	245

Las zonas marcadas en el terreno de la zona de la colonia de la reina...

BANCO 1

RELACION DE PLANOS PARA EL PRIMER CONCURSO DE LA ZONA DE RIEGO UNIDAD BACHIMBA.- ETAPA UNO.

No. DE ORDEN	T I T U L O	CLASIFICACION
PLANOS GENERALES		
1	REPUBLICA MEXICANA	DR-05A1-1
2	PLANO GENERAL DE LOCALIZACION	DR-05A1-2
3	BANCOS DE MATERIALES	DR-05A1-3
4	PLANEACION DEL PRIMER CONCURSO. SECCIONES Y ESTRUCTURAS.	DR-05A1-4
5	SECCIONES TIPO Y ETAPAS DE CONSTRUCCION PARA CANAL PRINCIPAL.	DR-05A1-5
6	DETALLES DEL REVESTIMIENTO DE CONCRETO.	DR-05A1-6
7	SECCIONES TIPO Y ETAPAS DE CONSTRUCCION PARA CANALES REVESTIDOS DE LA RED DE DISTRIBUCION.	DR-05A1-7
C A N A L E S		
8	CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO DEL K-5+500 AL K-7+500 PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEO ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-8
9	CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO DEL K-7+500 AL K-9+500 PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-9
10	CANAL LAT. DER. K-5+980 DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO K-0+000 AL K-1+653.58. PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-10
11	CANAL LAT. DER. K-6+960 DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO K-0+000 AL K-2+000, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-11
12	CANAL LAT. DER. K-6+960 DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO K-2+000 AL K-2+497.20. PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-12
13	CANAL LAT. DER. K-7+600 DEL CANAL PPAL. AUX. SAN PEDRO K-0+000 AL K-2+000, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-13
14	CANAL LAT. DER. K-7+600 DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO K-2+000 AL K-3+621.25, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-14
15	CANAL LAT. DER. K-8+620, DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO K-0+000 AL K-1+127.89, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-15

UNO.

Nº de C.DEN.	TÍTULO	CLASIFICACION.
	CANAL LAT. DER. K-9+480 DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO DEL KM 1+620, PLANTA, PERFIL PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-16
17	CANAL SUB-LATERAL DERECHO K-0+550 DEL CANAL LAT. DER. Km - 9+480 0+000 AL K-2+000, PLANTA PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-17
18	CANAL SUB-LAT. DER. K-0+550 DEL CANAL LAT. DER K-9+480. - K-2+000 AL K-4+000 PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-18
19	CANAL SUB-LAT. DER. K-0+550 DEL CANAL LAT. DER. K-9+480. - K-3+000 al Km 5+113.66 PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-19
	CANAL RAMAL DER. K-1+350 DEL SUB-LAT. DER. Km 0+550 K-0+000 al K-2+000, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-20
21	CANAL RAMAL DER. K-1+350 DEL SUB-LAT. DER. K-0+550 K-2+000 AL K-2+520.11, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS. CANAL SUB-RAMAL DER. 0+480 DEL RAMAL DER. K-1+350 - K-2+000 AL K-2+103.05, PLANTA PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-21
22	CANAL SUB-RAMAL DER. K-0+480 DEL RAMAL DER. K-1+350 K-0+000 AL K-2+000, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-22
23	CANAL SUB-LAT. DER. K-1+440 DEL CANAL LAT. DER. K-9+480 - K-0+000 AL K-1+126, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-23
E S T R U C T U R A S		
24	TOVA LAT. DER. K-9+480 DEL CANAL PPAL. SAN PEDRO. PLANO GENERAL.	DR-05A1-24
25	TOVA LAT. DER. K-9+480 DEL CANAL PPAL. SAN PEDRO PLANO ESTRUCTURAL.	DR-05A1-25
25A	COMPUERTA DESLIZANTE PARA A=1.52 m y B = 1.52 m.	DR-05A1-25A
26	CANAL LAT. DER. K-9+480. ESTRUCTURA PARA EL ASFORD K-0+100.	DR-05A1-26
27	ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE Q=250 LP.S. BOCA TOVA DER. - a ≤ 1.20 M. MAX.	DR-05A1-27

RELACION DE PLANOS PARA EL PRIMER CONCURSO DE LA ZONA DE RIEGO UNIDAD BACRA BA.- ETAPA UNO.

No. DE ORDEN	T I T U L O	CLASIFICACION
28	ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE Q=250 LPS BOCA TOMA DER. $d \leq 2.00$ M. MAX.	DR-05A1-28
29	KILOMETRO 0+550 CANAL LAT- DER. K-9+480 ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE Q=2000 LPS.	DR-05A1-29
30	ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE Q=750 LPS BOCA TOMA $d = 1.20$ M. MAX. ESTACION 1+350.	DR-05A1-30
31	ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE Q=500LPS.	DR-05A1-31
32	TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA TIPO "VENTURI"	DR-05A1-32
33.	TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA TIPO "VENTURI"	DR-05A1-33
34	TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA TIPO "VENTURI"	DR-05A1-34
34-A	TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA TIPO "VENTURI"	DR-05A1-34a
35	ESTRUCTURA AFORADORA FINAL DE FRENTE TIPO "VENTURI"	DR-05A1-35
35-A	ESTRUCTURA REPARTIDORA PARA TOMA GRANJA.	DR-05A1-35a
36	REPRESA DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO. PLANO GENERAL.	DR-05A1-36
37	REPRESA DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO. PLANO ESTRUCTURAL.	DR-05A1-37
38	COMPUERTA RADIAL B= 3.00 m. A= 3.00 M. H= 3.00 M.	DR-05A1-38
39	REPRESA DEL CANAL LAT. K-9+480 DEL CANAL PPAL. AUX. SAN PEDRO. PLANO GENERAL.	DR-05A1-39
40	REPRESA DEL CANAL LAT. K-9+480 DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO. PLANO ESTRUCTURAL.	DR-05A1-40
41	COMPUERTA RADIAL B=2.50 A=2.00 H=2.00 M.	DR-05A1-41
42	REPRESAS CAIDA DE DOS COMPUERTAS DESLIZANTES.	DR-05A1-42
43	REPRESAS DE DOS COMPUERTAS DESLIZANTES.	DR-05A1-43
44	REPRESAS DE DOS COMPUERTAS DESLIZANTES	DR-05A1-44

RELACION DE PLANOS PARA EL PRIMER CONCURSO DE LA ZONA DE RIEGO UNIDAD BACHIMBA.- ETAPA UNO.

NO. DE ORDEN	T I T U L O	CLASIFICACION
46	PUENTE PARA VEHICULOS SUPERESTRUCTURA LOSA CON DOS NERVADURAS DE 13.00 MANCHO DE CALZADA 3.70 M. CARGA H20 S16 .	DR-05A1-46
47	PUENTE PARA VEHICULOS SUB-ESTRUCTURA LONG. PUENTE 13.00 m.- ANCHO DE CALZADA 3.70 m. CARGA H20-S16	DR-05A1-47
48	PUENTE ALCANTARILLA PARA CANALES REVESTIDOS	DR-05A1-48
49	PUENTE PEATONAL	DR-05A1-49
50	CAIDA DE SECCION TRANSVERSAL TRAPEZIAL	DR-05A1-50
51	RAPIDA	DR-05A1-51
52	DESAGUE DE FONDO Y EXCEDENCIAS	DR-05A1-52
53	ENTRADA DE AGUA TIPO VADO	DR-05A1-53
54	PASO INFERIOR CON REMATE FINAL DEL DREN III, EST. 81500 DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO PLANO GENERAL Y ESTRUCTURAL.	DR-05A1-54
55	PASO INFERIOR EN CRUCE CON CANAL. PLANO GENERAL Y ESTRUCTURAL.	DR-05A1-55
55A	COMPUERTAS CIRCULARES PARA TOMAS DE CANAL DIAMETROS 457 mm. 610 mm. 914mm.	DR-05A1-55a
D R E N E S		
56	DREN I.- Km. 0+027.72 AL Km. 1+800 PLANTA, PERFIL Y PROYECTO.	DR-05A1-56
57	DREN II.- K-0+040 AL K-2+000, PLANTA, PERFIL Y PROYECTO.	DR-05A1-57
58	DREN II.- K-2+000 AL K-3+120 PLANTA, PERFIL Y PROYECTO.	DR-05A1-58
59	DREN III.-K-0+017.30 AL K-4+000 PLANTA, PERFIL Y PROYECTO	DR-05A1-59
60	DREN III.- K-4+000 AL K-4+485.74 PLANTA PERFIL Y PROYECTO.	DR-05A1-60

RELACION DE PLANOS PARA EL PRIMER CONCURSO DE LA ZONA DE RIEGO UNIDAD BACHIMBA.- ETAPA UNO.

No. DE ORDEN	T I T U L O	CLASIFICACION
	DREN IIIa.- K-0+000 AL K-0+808.345 PLANTA, PERFIL Y PROYECTO.	
61	DREN IV.- K-0+000 AL K-1+940 PLANTA, PERFIL Y PROY.	DR-05A1-61
62	DREN V.- K-0+007.45 AL K-0+862.21, PLANTA, PERFIL Y PROYECTO.	DR-05A1-62
63	DREN VI.- K-0+009 AL K-4+000 PLANTA, PERFIL Y PROYECTO.	DR-05A1-63
64	DREN VI.- K-4+000 AL K-4+741.54. PLANTA, PERFIL Y PROYECTO.	DR-05A1-64
	DREN VIa.- K-0+000 AL K-0+823.47 PLANTA PERFIL Y PROYECTO.	
	E S T R U C T U R A S	
65	CAIDAS EN DRENES.	DR-05A1-65
65a	CAIDAS EN DRENES.	DR-05A1-65a
66	ENTRADAS DE AGUA DERECHA E IZQUIERDA	DR-05A1-66
67	ENTRADAS DE AGUA DERECHA E IZQUIERDA	DR-05A1-67
68	CONFLUENCIA	DR-05A1-68
69	ESTRUCTURA DE DESCARGA DE DREN AL ARROYO BACHIMBA	DR-05A1-69
70	REMATE FINAL CON ENTRADA DE AGUA FRONTAL ABIERTA	DR-05A1-70
71	PUENTE VEHICULOS. SUPERESTRUCTURA LOSA CON DOS NERVADURAS DE 13 M. DE ANCHO DE CALZADA 3.7m. CARGA - H20-S16.	DR-05A1-71
72	PUENTE PARA VEHICULOS SUB-ESTRUCTURA LONG. PUENTE 13 M. ANCHO DE CALZADA 3.7 M. CARGA H20-S16.	DR-05A1-72
73	SUPERESTRUCTURA PARA PUENTE CARRETERO. LOSA DE CONCRETO REFORZADO CLARO DE 10.00 M. CARGA H20-S16 Y ANCHO DE CALZADA 3.7m.	DR-05A1-73
74	SUBESTRUCTURA PUENTE DE L=10.00 M.	DR-05A1-74

RELACION DE PLANOS PARA EL PRIMER CONCURSO DE LA ZONA DE RIEGO UNIDAD BACIEM
 PA.- ETAPA UNO.

No. DE ORDEN	T I T U L O	CLASIFICACION
75	PASO INFERIOR EN CRUCE CON DREN PLANOS COMPLEMENTARIOS	DR-05A1-75
76	CASA PARA CANALERO. INSTALACION ELECTRICA Y ESTRUCTURAS.	DR-05A1-76
77	FANTASMAS DE SEÑALAMIENTO, TUBOS DE CONCRETO REFORZADO Y SELLOS DE CLORURO DE POLIVINILO.	DR-05A1-77
78	DESCARGA DE CANALETA DE CANAL TIPO VADO	DR-05A1-78
79	ESTRUCTURA DE CONDUCCION, DESCARGA Y CRUCE DE CANALETA.	DR-05A1-79
80	PRO-FAMA DE TRABAJO.	DR-05A1-80

ESPECIFICACIONES DE LOS CONCEPTOS DE TRABAJO PARA
EL PROYECTO DE AMPLIACION DEL DISTRITO DE RIEGO -
DE, CD. DELICIAS, CHIH. UNIDAD BASHIMBA, ETAPA -
UNO, PRIMER CONCURSO.

ESTADOS UNIDOS MEXICANOS
SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS.
DISTRITO DE RIEGO 05
CD. DELICIAS, CHIH.

ESPECIFICACIONES DE LOS CONCEPTOS DE TRABAJO PARA EL PROYECTO AMPLIACION DEL DISTRITO DE RIEGO 05, CD. DELICIAS, CHIH., UNIDAD BACHIMBA, ETAPA UNO, PRIMER CONCURSO .

G E N E R A L I D A D E S

1.- REFERENCIAS A LAS ESPECIFICACIONES GENERALES .

A las especificaciones de los Conceptos de Trabajo que a continuación se anotan complementan, modifican o amplían en su caso los consignados en la Obra "Conceptos Principales de Trabajo", a las que deberá apegarse el presente concurso.

Para abreviar, se llamará aquí "Especificaciones Generales" a las "Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción", Primera Edición, publicadas por la Secretaría de Recursos Hidráulicos en 1975.

En caso de contradicción entre las "Especificaciones Generales y Técnicas" y las contenidas tanto en la Obra "Conceptos Principales de Trabajo", como en éste cuaderno serán éstas últimas las que rijan.

2. LO QUE INCLUYEN LOS PRECIOS DEL CATALOGO .

Con los precios correspondientes a los Conceptos de Trabajo que cotice el Postor en el Concurso, se considerarán cubiertos todos los gastos que el Contratista tenga que efectuar para realizar las actividades a que se refiere cada concepto de trabajo de acuerdo con los planos y especificaciones del presente contrato, incluyendo cada precio, en la parte que le corresponda o en conjunto según el caso, los gastos correspondientes a los renglones expresados en la Cláusula Vigésima del Contrato, con sus adiciones expuestas en la Cláusula Vigésima Segunda del mismo en las referencias correspondientes a la primera de las cláusulas citadas.

3. LINEAS DE PROYECTO .

En todos los casos de éstas especificaciones en que se indique "Líneas de Proyecto", ésto significará:

- a). Las líneas, niveles, acotaciones y en general, todas las indicaciones que aparezcan en los planos.
- b). Lo indicado en el inciso anterior, pero con las modificaciones o adiciones que, en su caso, haga el Ingeniero.
- c). Las líneas, niveles e indicaciones que dé el Ingeniero al Contratista directamente, sin estar anotadas en ningún plano.

4. CANTIDADES DE TRABAJO.

Las cantidades que se indican en el Catálogo de Conceptos de Trabajo son aproximadas por lo que podrán variar en la práctica sin que ésto sea motivo de reclamación del Contratista.

5. NATURALEZA DEL TERRENO .

En los Conceptos de Trabajo correspondientes a excavaciones, (tajos, cubeta del canal, drenes, caminos, etc.), serán clasificados los suelos en dos tipos: Excavación en cualquier Material Excepto Roca; y Excavación en Roca .

Se entenderá por ésto que el Contratista ejecutará dichas excavaciones por el precio estipulado para cada concepto y que el postor ha inspeccionado personalmente todos los sondeos y muestras de los mismos, para determinar el Precio Unitario propuesto, por lo que no se admitirá ninguna reclamación sobre el particular.

En caso de que la localización y trazo de las vías (canales, drenes y caminos) varíe durante el período de ejecución, dicha variante no dará lugar a que los Precios Unitarios propuestos en el concurso pierdan su vigencia, aplicándose únicamente los nuevos volúmenes obtenidos en los trabajos ejecutados.

Asimismo no será motivo de reclamación, el hecho de que las excavaciones tengan que ser realizadas en presencia de agua. En caso de que la cantidad de agua que aparezca al ejecutar las obras sea excesiva a Juicio del Ingeniero, éste determinará la conveniencia de eliminarla por medio de bombeo, drenaje o algún otro método, pagándose al Contratista dichos trabajos de eliminación de agua como trabajos extraordinarios.

6. ACARREOS .

Los Precios Unitarios de los Conceptos de Trabajo correspondientes específicamente a acarreos, o los que incluyen acarreos o transportes, no varía -

rán por el hecho de que el Contratista tenga que ocupar determinados Sindicatos, gremios o cubrirles alguna regalía o cuota por no utilizar sus servicios, pues se considera que el postor previó esas circunstancias.

Asimismo, no será motivo de modificación de los Precios Unitarios o de cualquier reclamación, el hecho de que el Contratista tenga que efectuar los acarreos por rutas que señale la Secretaría en los casos en que la ruta que haya elegido el Contratista ocasione daños, ya sea a las mismas obras o terceros.

7. SOBREEXCAVACIONES .

Se entiende por sobreexcavaciones, para los efectos de estas especificaciones, la parte de una excavación practicada en exceso que quede fuera de las líneas y niveles, mostrados para la propia excavación en los planos o indicados por el Ingeniero.

Si el Contratista como resultado de sus operaciones de excavación, afloja o altera el material que la deba limitar, de manera que sea necesario la remoción de dicho material para la utilización adecuada de la superficie de la excavación en el desplante de estructuras, en el apoyo de revestimiento, o por otras causas a juicio del Ingeniero, deberá remover estos materiales utilizando procedimientos satisfactorios para el mismo Ingeniero, y la excavación excedente que resulte por esta operación será considerada "Sobre-excavación".

El Contratista conviene en que no recibirá ningún pago por las excavaciones excedentes practicadas o resultantes fuera de las líneas de proyecto o de pago indicadas en los planos o fijadas por el Ingeniero para las excavaciones correspondientes.

El Contratista se obliga a rellenas las sobreexcavaciones con los materiales o procedimientos indicados en las especificaciones o fijados por el Ingeniero y conviene en que no recibirá ningún pago o compensación de este trabajo ni por el suministro de los materiales que se empleen, ya que será de su responsabilidad, tomar las precauciones necesarias para que las excavaciones se ajusten a las líneas de proyecto o de que las superficies se conserven en condiciones adecuadas para el uso a que se destinen .

Si para ejecutar los rellenos a que se refiere el párrafo anterior, el Contratista emplea materiales proporcionados por la Secretaría o comprados por él por cuenta de ésta última el costo de dichos materiales se le cargará a su cuenta .

En caso de que el Ingeniero ordene o autorice al Contratista la ampliación de alguna excavación para cualquier fin favorable para la ejecución de las obras, ésta ampliación no se considerará como sobreexcavación y será pagada

al Contratista, así como el relleno de la misma si se requiere a los Precios Unitarios correspondientes consignados en el Catálogo.

8. COORDINACION ENTRE LA EXCAVACION Y LA UTILIZACION DE LOS MATERIALES.

Salvo los casos en que los Programas de Trabajo o que el Ingeniero indique algo en contrario, el Contratista deberá efectuar las excavaciones en forma coordinada cronológicamente para la utilización de los materiales producto de las excavaciones que sean aprovechables para la construcción de la obra.

9. ABASTECIMIENTO DE AGUA .

El suministro de agua necesarios para los trabajos de terracerías, labados y agregados, elaboración de concreto, curado de los mismos y la que se use en otros conceptos de trabajo, deberá ser previsto en el programa del contratista.

Para la fabricación de concreto el precio que incluirá el Contratista será: Obtención, carga y acarreo de agua en el primer kilómetro, el agua que se utilice para el labado de los agregados y para la fabricación de morteros y concretos deberá recibir el tratamiento necesario para que cumpla con los requisitos de pureza y calidad establecidos en las especificaciones Generales 13-3.00.0.

Todas las erogaciones que tenga que hacer el contratista para disponer de los volúmenes de agua necesarios para sus trabajos incluyendo el manejo, transporte, almacenamiento y tratamiento deben estar incluidos en los Precios Unitarios Propuestos.

10. MATERIALES QUE PROPORCIONARA LA SECRETARIA .

La Secretaría proporcionará al Contratista todo el cemento y la puzolana requeridos para la obra, en la Fábrica de Cemento "CHIHUAHUA" en Chihuahua Chih., o en la Estación Ferroviaria de Meoqui, Chih.

El fierro de refuerzo será entregado en la Estación de Ferrocarril de Meoqui, Chih.

El transporte de la Estación, de la fábrica de cemento o de cualquier otro sitio de entrega que convengan de común acuerdo la Secretaría y el Contratista, será cubierta por él con cargo a los Precios Unitarios que proponga en el concurso para los conceptos donde se requiera el empleo de estos materiales.

El cemento empleado será del tipo V excepto se indique lo contrario.

11. INDEMNIZACIONES.

Serán por cuenta de la Secretaría, las indemnizaciones correspondientes a los terrenos, cultivos, cercas, etc., que queden comprendidos en las áreas que de acuerdo con las líneas de proyecto ocupen las obras.

Cuando por necesidad de sus trabajos el Contratista tenga que afectar terrenos, cultivos, cercas, etc., para la construcción de caminos de acceso, de construcción e instalaciones, etc., previamente éste deberá hacer los arreglos que sean necesarios con los propietarios, quedando estipulado que la Secretaría no asume ninguna responsabilidad o reclamaciones que deberán quedar satisfechas por el Contratista. Cuando sea necesario, la Secretaría auxiliará al Contratista en los arreglos de los propietarios.

12. PERSONAL DEL CONTRATISTA.

Los Precios Unitarios estipulados en el catálogo incluyen las erogaciones por parte del Contratista para sostener una planta de personal idóneo y eficiente que pueda llevar a cabo la ejecución de las obras y cumplir satisfactoriamente a juicio de la Secretaría con las siguientes actividades:

- a) Personal Directivo. Este personal deberá estar capacitado para dirigir y manejar las actividades de la empresa en tal forma que la obra cumpla con los requisitos de programa y calidad de acuerdo con las instrucciones que dé la Secretaría.
- b). Personal de Construcción. Este personal estará capacitado para llevar a cabo las obras de construcción en forma eficiente y correcta, de tal manera, que se cumplan todos los requisitos que pide la Secretaría.
- c). Personal de Ingeniería. Este personal estará capacitado para interpretar los ordenamientos técnicos que proporcione la Secretaría para interpretar los planos y las especificaciones y será el número suficiente para atender al proporcionamiento de líneas, niveles y dimensiones de detalles para la construcción de las obras, a partir de los datos base de líneas y niveles que proporcionará la Secretaría.

El personal de la Secretaría tendrá opción para revisar estos trabajos en cualquiera de sus puntos de avance.

En caso de que los datos de líneas y niveles proporcionados por la Secretaría sean dañados y removidos será por cuenta exclusiva del Contratista su reposición.

ESPECIFICACIONES ESPECIALES
PARA CANAL PRINCIPAL

13. BANCOS.

La Secretaría proporcionará un plano de localización de bancos, para la obtención de materiales que intervengan en la Construcción de la obra, con sus volúmenes probables, tipos de material, localización, caminos existentes, caminos probables por construir, distancias de acarreos y sobreacarreos pero será de la exclusiva responsabilidad del contratista, verificar que los bancos que elija para estudiar sus proposiciones de Precios Unitarios sean los materiales adecuados para la ejecución de las obras, ya que en caso contrario, la Secretaría podrá fijar otros bancos de los contenidos en el plano correspondiente que cumplan con las especificaciones, sin que ésto sea motivo de reclamación por parte del Contratista.

Si el contratista propone a la Secretaría el cambio de cualquier banco que no aparezca en el plano de localización, efectuará su petición por escrito, anexando nueva proposición de precio o declarando que acepta explotar el nuevo banco por el mismo Precio Unitario. En este caso la Secretaría hará los estudios de calidad y economía que procedan, los que una vez terminados conducirán a tomar la determinación correspondiente .



2.1.1.2.6.- DESPALME DE MATERIAL NO APTO PARA CIMENTACION-
Y/O DESPALME DE TERRAPLENES Y DE LOS BANCOS DE
PRESTAMO.

Por despalme se entiende el trabajo que se realice posteriormente al desmonte y que consiste principalmente en la remoción de una capa superficial del terreno natural, cuyo material no resulta adecuado para la Construcción. Se efectúa en áreas destinadas al desplante de cimentaciones y terraplenes.

La profundidad del despalme estará en función de la calidad del material a remover, por lo consiguiente, ésta profundidad será determinada por el Ingeniero, para efectos de pago se medirán en metros cúbicos, los volúmenes de material excavado para efectuar el despalme y a esta cantidad con aproximación a una decimal, se le aplicará el Precio Unitario estipulado en el catálogo para éste concepto.

21.2 .I.a.- EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA, EN EL TERRENO NATURAL PARA FORMAR LA CUBETA DEL CANAL.

Para fines de estas especificaciones, se entenderá por cubeta del canal, la parte de la sección del canal en la que se apoyará el revestimiento de concreto asfáltico.

Por el Precio Unitario consignado para éste concepto en el catálogo, el Contratista ejecutará apoyándose en los trazos que suministre el Ingeniero y sujetándose a los planos de proyecto o en su caso a los órdenes del Ingeniero, las excavaciones que se requieran para formar la cubeta del canal, en los cuales se aceptará una tolerancia máxima de 2 cm. en más o en menos, con las líneas de proyecto de la cubeta, siempre y cuando no se presenten éstas en forma sistemática.

Además de la excavación propiamente dicha, el Contratista ejecutará dentro del Precio Unitario que se aprueba para éste concepto, las operaciones siguientes:

- 1.- El afino de la sección excavada de acuerdo con las líneas de proyecto y en base a lo anteriormente señalado.
- 2.- El relleno, con el material y el procedimiento que indique el Ingeniero cuando por motivo de las sobreexcavaciones imputables al Contratista, existan quedadas fuera de las líneas de proyecto y mayores de la tolerancia especificada, como se indique en las Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción para definir lo que corresponda a sobreexcavaciones, serán llenadas por el Contratista, no siendo motivo de pago alguno debiendo cubrir él mismo el importe del equipo, materiales y mano de obra utilizada para satisfacer lo anteriormente señalado.
- 3.- Formará los bordos o terraplenes que son parte integrante de la sección del canal con el producto de las excavaciones de la cubeta, con la disposición que se indica en los planos de proyecto o en su caso las que suministre el Ingeniero, con un acabado tal que ninguno de los puntos de los bordos después de tomados, diste más de lo cm. del correspondiente de la línea de proyecto, en las partes no revestidas y a las líneas cuando los bordos sirven de apoyo al revestimiento.

Previamente a la formación de los bordos despalmerá la superficie de desplante y escarificará terreno natural si así lo ordena el Ingeniero.

4.- En los casos en que sobre material de la excavación, ampliarse los bordos y terraplenes que son parte integrante de la Sección del Canal colocando el material sobrante con la disposición que se muestra en los planos de proyecto o lo sea ordenada por el Ingeniero.

5.- Cuando los bordos o terraplenes formados con el producto de las excavaciones vayan a servir de apoyo al revestimiento, el Contratista deberá ejecutar éstos colocando el material producto de las excavaciones en capas y si se ordena su compactación a un porcentaje mayor que el proporcionado por el equipo de construcción, se le cubrirá dicha operación de compactación con el Precio Unitario existente en el catálogo para éste concepto.

Queda estipulado que el Precio Unitario del concepto 2.1.2.1.a. ya incluye las cantidades necesarias para compensar al Contratista los gastos por traspaleos del material para colocarlo con la disposición que se indica en los planos de proyecto u órdenes del Ingeniero.

El lapso máximo que se permitirá entre el afine de las excavaciones y colocación de los correspondientes revestimientos de concreto, en cualquier tramo del canal, será de 4 (cuatro) días, por lo que el Contratista deberá programar con todo cuidado sus trabajos de excavación y revestimiento. La superficie contra la que se coloque el concreto deberá estar suficientemente húmeda para que no se tome agua del concreto de los revestimientos.

Para efectos de pago de las excavaciones ejecutadas al amparo de éste concepto el Ingeniero determinará en metros cúbicos, el volúmen de excavación definido como sigue:

a).- En los casos en que parte de la cubeta del canal vaya en "postizo", el volúmen de excavación a pagar quedará limitado por el terreno natural antes de la excavación y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto.

b).- En los casos en que la cubeta del canal queda alojada en tajos, el volúmen de excavación a pagar quedará confinado por la línea horizontal que limite el bordo libre total (que coincidirá con las banquetas inferiores de la excavación), y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto. La excavación que se ejecute arriba de la línea horizontal que limita el bordo libre total, se pagará con cargos a los conceptos y 2.1.2.2.1.1.a "Excavaciones en cualquier material en los tajos".

HOJA N° 3 (Continuación)

A los volúmenes así determinados se aplicará el Precio Unitario aplicado en el Catálogo para éste concepto, - para obtener la compensación del Contratista.

2.1.2.1.1.a.- EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA, EN EL TERRENO NATURAL PARA FORMAR LA CUBETA DEL CANAL CON ACARREO LIBRE DE UN KILOMETRO.

Para éste concepto regirán las mismas especificaciones del Concepto 2.1.2.1.1. - Excluyendo la posibilidad de excavar en roca.

CONCEPTO 2.1.2.2.a.- EXCAVACIONES EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO
ROCA EN TAJOS.

Regirán para éste concepto las mismas especificaciones que para el Concepto 2.1.2.2., salvo se excluirá la posibilidad de excavación en cualquier tipo de roca ver "Conceptos Principales de trabajo".

CONCEPTO 2.12.2.1.1.a.- EXCAVACIONES EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA
EN TAJOS CON ACARREO LIBRE DE 1 KM.

Este concepto será aplicable únicamente en los caso en que el Ingeniero ordene que el material producto de las excavaciones en los tajos sea colocado en los terraplenes que disten hasta 1 kilómetro o en otra parte específica de la obra que el propio Ingeniero determine, por lo que en éstos casos, el Contratista deberá coordinar sus operaciones de excavación con las operaciones de colocación de materiales en dichos terraplenes o en la parte de la obra que le sea señalada.

Rigen para éste concepto las mismas estipulaciones que para el concepto 2.1.2.2.a.-EXCAVACIONES EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA EN TAJOS. Adicionalmente bajo el precio Unitario de éste concepto, se requerirá que con el material obtenido de las excavaciones efectuadas, o con parte del mismo, se formen bordos, los cuales, a diferencia de los bordos a formar dentro del Precio Unitario del Concepto 2.1.2.2.a, no serán contruidos junto a las propias excavaciones, sino que se ubicarán en otras secciones del canal, requiriéndose el transporte del material en camión para contruirlos: Estos bordos se ejecutarán dentro del Precio Unitario de éste Concepto cuando la distancia de acarreo del material sea hasta de 1 (un) kilómetro, o bien si la distancia de acarreo es mayor, dentro del precio unitario adicionado con el pago de subacarreos de conformidad con el Concepto 2.1.4.1.a.- Podrá requerirse en otras ocasiones que el material sea cargado en los camiones con cierta selección que permita sea utilizado adecuadamente donde será empleado, debiendo ser descargado en los sitios específicos donde ordene el Ingeniero.

Para efectos de pago de éstas excavaciones, el Ingeniero determinará en metros cúbicos los volúmenes excavados comprendidos entre la superficie del terreno natural y la línea horizontal que pase por el punto más alto del revestimiento de concreto, o bien entre la superficie del terreno natural y las líneas de proyecto de las excavaciones cuando el canal no vaya a ser revestido.

CONCEPTO 2.1.2.2.1.a.- EXCAVACIÓN DE MATERIAL INDESEABLE EN TALUDES Y
PLANTILLA DEL CANAL.

Para fines de éstas especificaciones, se entenderá por excavación de material indeseable en taludes y plantilla de la cubeta del canal, - las excavaciones adicionales para la remoción de material indeseable que márquen los planos de proyecto o que a juicio del Ingeniero sea necesario efectuar.

Por el Precio Unitario consignado para éste concepto en el catálogo, el Contratista efectuará las operaciones siguientes:

- 1).- Excavará adicionalmente fuera de líneas de proyecto dentro de la cubeta del canal el material indeseable (no apto para los fines de construcción) principalmente arcillas expansivas que a juicio del Ingeniero se deban extraer en áreas reducidas y en volúmenes porciones (20 m³ o menos por metro lineal del canal, 2,000 m³ en trazo de 1 Km. del canal) como máximo.
- 2.- Material excavado mediante éste concepto será depositado en los sitios que señale el Ingeniero con acarreo libre de 100 (cien) metros.
- 3.- En el caso de que se ordene al Contratista a realizar trabajos de más de 100 (cien) metros al volumen excavado, se le aplicará el Concepto 2.1.2.2.1.1.a.

Para justificar la aplicación del Presente Concepto de Trabajo, deberá informarse con toda oportunidad de los tramos de canal donde se encuentre el material indeseable para así poder obtener la autorización para la aplicación de éste concepto.

Para efectos de pago, se estimarán los volúmenes expresados en metros cúbicos, que hayan sido revisados a satisfacción del Ingeniero, a fines de la sección antes de la remoción y las líneas que en el proyecto o de acuerdo con los órdenes del Ingeniero limiten las excavaciones adicionales. El volumen anterior calculado en metros cúbicos se multiplicará por el Precio Unitario consignado para éste concepto.

2.1.2.3.a.- EXCAVACION DE CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA PARA FORMACION DE CONTRACUNETAS.

Para éste Concepto registrarán las mismas especificaciones del Concepto 2.1.2.3., excluyendo la posibilidad de excavar en roca.

CONCEPTO 2.1.3.1.5.a.- RELLENO DE MATERIAL INERTE EN LOS ESPACIO QUE SE REQUIEREN MOTIVADOS POR LAS EXCAVACIONES A ADICIONALES DE MATERIALES INDESEABLES SEGUN - CONCEPTO 2.1.2.2.1.a.

Por el Precio Unitario consignado en el Catálogo para ésta Concepto, el Contratista suministrará en el sitio de su utilización y colocará el material que se requiera para rellenar las excavaciones adicionales, requeridas y ordenadas expresamente por el Ingeniero.

El Precio Unitario para el pago de ésta Concepto, incluye además lo siguiente:

- 1.- Compactación de material colocado al 90% de la Prueba Proctor - (S.A.R.H.) o al 70% de densidad relativa, suministrando para — ello el agua que se requiera siendo ésta necesaria para proporcionar la humedad óptima al material.
- 2.- El contratista se obliga a realizar acarreos hasta 500 (quinientos) metros.
- 3.- En caso de que el Contratista ejecute acarreos a mayor distancia que la indicada en el punto dos se le pagarán éstos trabajos de acuerdo con los Conceptos 2.1.4.1.

Para fines de pago, se calcula el volumen en metros cúbicos con — aproximación a la unidad, compactado a satisfacción del Ingeniero, — empleando para el cálculo del volumen, los datos del proyecto y las secciones levantadas antes del relleno. A éste volumen se le aplicará el Precio Unitario consignado para éste Concepto.

2.1.3.2.1.a.- COMPENSACION ADICIONAL POR COMPACTACION DE LOS TERRAPLANES CONSTRUIDOS ; SEGUN LOS CONCEPTOS- NUMEROS 2.1.2.1.a.; 2.1.2.1.1.a.

Regirán para éste Concepto las mismas especificaciones que para el Concepto 2.1.3.2 de los — Conceptos principales de trabajo, además de los Conceptos arriba mencionados.

2.1

CONCEPTO 2.1.3.2.a.- COMPACTACION DEL TERRENO NATURAL PARA
EL DESPLANTE DE BORDOS Y TERRAPLENES.

Cuando las condiciones del terreno natural en que se desplantarán los bordos, requieran compactarse a juicio del Ingeniero, el Contratista efectuará las siguientes operaciones.

Una vez afectuada la excavación del despalme, el Contratista adicionará el agua necesaria y procederá a efectuar el compactado - de terracería del desplante de los bordos del canal, o terraplenes.

En suelos friccionantes: 90 % mínimo de la prueba Porter.

En suelos arcillos-limosos: 90% mínimo de la prueba Proctor. - -
(S. A. R. H.)

Una vez efectuado el compactado, será aceptado por el Ingeniero - solamente cuando las calas tomadas a 30 centímetros de profundidad den el grado de compactación requerido.

Para fines de pago se medirá en metros cuadrados con aproximación de una decimal, la superficie compactada por el Contratista y recibida por el ingeniero a su entera satisfacción.

Esta superficie se multiplicará por el precio unitario consignado en el catálogo para éste concepto.

2.1.4.1.a.- ACARREO DE LOS MATERIALES PRODUCTO DE LAS ESCAVACIONES DE LOS CONCEPTOS 2.1.2.1.1.a, 2.1.2.2.1.1.a., 2.1.2.2.1.a. y 2.1.2.3.a. EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO.

Regirán para éste Concepto las mismas especificaciones que para el Concepto 2.1.4.1. de los Conceptos ——— principales de trabajo, además de los Conceptos arriba mencionados.

2.2.1.1.a. FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO HIDRAULICO PARA EL REVESTIMIENTO DEL CANAL, INCLUYENDO OBTENCION - - CARGA Y ACARREO EN EL PRIMER KM DE LOS MATERIALES: - AGREGADOS PETREOS Y AGUA.

Por el Precio Unitario para este concepto, el Contratista deberá formular dichos precios en base a que en la "Fabricación de Concreto" se incluye únicamente dentro del primer kilómetro, la obtención, carga y acarreo de los materiales agregados pétreos y agua, y los kilómetros subsecuentes al primero de dichos materiales y agua se pagarán de acuerdo a los conceptos 2.2.1.1.a.1. y 2.2.1.1.a.2, el resto de las especificaciones que consideran la ejecución de todas las fugas que integran la fabricación y colocación de concreto hidráulico para el revestimiento de canales, concepto 2.2.1.1. de los conceptos principales de trabajo en su última edición, se mantendrán vigentes.

CONCEPTO 2.2'.1.1.a). SOBRECARRERO DE AGREGADOS PARA CONCRETO
HIDRAULICO PARA REVESTIMIENTO DEL CANAL
EN LOS KMS. SUBSECUENTES AL PRIMERO.

Por el Precio Unitario para éste concepto, el Contratista acarreará los materiales, agregados pétreos, cuando éstos disten en más de un kilómetro de los bancos al sitios de su fabricación y colocación.

El laboratorio proporcionará al Contratista un plano de bancos -- de materiales, donde se indican las posibles rutas y distancias -- aproximadas entre bancos y revestimientos, así como una tabulación de sobrecarreos para cada banco.

Para efecto de pago se determinará de acuerdo con el proporcionamiento volumétrico que indique el laboratorio para los revestimientos y se le agregará la distancia de sobrecarro, medidos en kilómetros con aproximación de una decimal.

CONCEPTO 2.2.1.1.a2. SOBRECARRERO DE AGUA PARA FABRICACION DE CONCRETO HIDRAULICO PARA EL REVESTIMIENTO DEL CANAL EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO.

Por el Precio Unitario para éste concepto, el Contratista deberá sobrecarrear todo el agua que se requiere con la fabricación de concreto, cuando ésta diste en más de un kilómetro entre la fuente de abastecimiento y el sitio de fabricación, de acuerdo con el Concepto 2.2.1.1.a.

Para efecto de pago, se determinará en metros cúbicos, dependiendo de las proporción agua-cemento que el laboratorio fije para su fabricación. Al resultado de dicho volumen, se le agregará la distancia de sobrecarreo, medida en kilómetros con aproximación a una decimal.

2.2.3.5.a. COLOCACION DE SELLOS EN JUNTAS DE CONTRACCION EN LOS REVESTIMIENTOS DEL CONCRETO HIDRAULICO DEL CANAL.

Por el Precio Unitario estipulado en el catálogo para éste concepto, el contratista colocará los materiales de relleno de las juntas de - contracción de los revestimientos del canal, situados en las ranuras correspondientes según lo indican los planos del proyecto.

El Contratista deberá hacer los trabajos preliminares para la colocación del sello; eliminación de humedad, así como la limpieza de la junta a satisfacción del Ingeniero.

El material a usarse es un compuesto adhesivo y resistente que deberá sellar las juntas en los revestimientos de concreto e impedirá — el paso de agua através de las juntas de contracción y expansión de la junta. Su consistencia es tal que será colocado a cualquier temperatura entre 4° C a 50° C ya sea con pistola o cuchara sin necesidad de solventes adicionales o adulterantes, después de ser aplicado, el material no deberá correrse.

El Contratista hará las muestras necesarias, que a juicio del Ingeniero se requieran, y además transportará el material al sitio de su utilización y lo aplicará en la ranura previamente ejecutada a satisfacción del Ingeniero.

El material podrá colocarse en la ranura antes de efectuar el curado de concreto, o posteriormente a que el concreto de los revestimientos haya alcanzado la resistencia indicada y la ranura haya sido practicada según lo indicado en los planos a las órdenes del Ingeniero y llena los requisitos de limpieza y se haya eliminado la humedad a satisfacción del Ingeniero.

Para efectos de pago se determinará la longitud en metros de juntas - rellenadas a satisfacción del Ingeniero. A la longitud anterior se le aplicará el Precio Unitario correspondiente.

2.3.1.2.a.- EXCAVACION A MAQUINA EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA PARA ALOJAR LAS ESTRUCTURAS.

Regirá para éste concepto las mismas especificaciones que para el concepto 2.3.1.2. salvo se excluirá la posibilidad de excavación en roca y se dejará una capa de 10 cms. de espesor para el afine de la sección.

2.3.1.2.b.- EXCAVACION A MANO (AFINES) EN CUALQUIER MATERIAL - EXCEPTO ROCA PARA ALOJAR LAS ESTRUCTURAS.

Por el precio unitario para éste concepto el contratista deberá remover una capa de 10 cms. de espesor y dejar el terreno ya excavado a las líneas de proyecto, así mismo deberá realizar todas las operaciones necesarias para obtener el afine a satisfacción del Ingeniero.

Para efectos de pago se determinará en m³ con aproximación a una decimal y el resultado obtenido se le aplicará el precio unitario consignado para éste concepto.

2.3.2.3.1.a.- FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMUN, INCLUYENDO OBTENCION CARGA Y ACARREO EN EL PRIMER KM. DE LOS MATERIALES; AGREGADOS PETREOS Y AGUA.

Por el Precio Unitario consignado para este concepto, el Contratista deberá formular dichos precios en base a que en la fabricación de concreto se incluye únicamente dentro del primer kilómetro la obtención, carga y acarreo de los materiales, agregados petreos y agua, y los kilómetros subsecuentes al primero de dichos materiales y agua, se pagarán de acuerdo a los Conceptos 2.3.2.3.a. y 2.3.2.3.b.

El resto de las especificaciones que consideran la ejecución de todas las fases que integran la fabricación y colocación de concreto común, Concepto 2.3.2.3. de los Conceptos principales de trabajo, en su última edición, se mantendrán vigentes.

2.3.2.3.a. .- SOBRE ACARREO DE AGREGADOS PARA CONCRETO COMÚN EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO,

Por el precio unitario para este concepto el contratista gcarreará los materiales, agregados petreos, cuando éstos disten en más de un kilómetro de los bancos al sitio de su fabricación y colocación.

El laboratorio proporcionará al contratista un plano de bancos de materiales, donde se indican las posibles rutas y distancias aproximadas entre bancos y probables estructuras, así como una tabulación de sobre acarreos para cada banco.

Para efectos de pago se determinará de acuerdo con el proporcionamiento volumétrico que indique el laboratorio para cada estructura y se le agregará la distancia de sobre acarreo medidos en kilómetros con aproximación a una decimal.

2.3.2.3.b.- SOBRE ACARREO DE AGUA PARA LA FABRICACION DE CONCRETO COMUN EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO.

Por el precio unitario para este concepto el Contratista deberá sobrecarrear toda el agua que se requiera en la fabricación de concreto, cuando ésta dista en más de un kilómetro, entre la fuente de abastecimiento y el sitio de fabricación de acuerdo con el concepto 2.3.2.3.1.a.

Para efecto de pago se determinará en metros cúbicos, dependiendo de la proporción agua cemento que el laboratorio fije para su fabricación. Al resultado de dicho volumen se le agregará la distancia de sobrecarreos medida en kilómetros con aproximación a una decimal.

2.3.4.2.e.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE COMPUERTAS MILLER
PARA TUBOS DE 61 CM. DE DIAMETRO.

Regirá para este Concepto las mismas especi-
ficaciones del Concepto 3.4.4.1.3.

CONCEPTO 2,4,5,1.a.- SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO DE 61 CM. DE DIAMETRO.

Al amparo de este Concepto de trabajo, el Contratista, suministrará e instalará las tuberías de concreto de los diámetros respectivos - estipulados en el proyecto y por cada concepto de trabajo, incluyen do los codos necesarios y suficientes señalados en los planos del - proyecto.

Se aplicará así mismo para esta Concepto la especificación 5-32.02, 0.

Las tuberías que suministre el Contratista deberán ser nuevas, de - primera calidad y cumplirán con todo lo especificado en los planos o en caso de que a juicio del Ingeniero sea necesario realizar prue bas mecánicas o hidráulicas, éstas deberán ser realizadas de acuer do con lo estipulado en la norma A.S.T.M.- C -76

El Contratista instalará las tuberías de concreto, incluyendo los - codos que sean necesarios de acuerdo con las líneas señaladas por - el proyecto, operación que se sujetará a lo estipulado en las espe cificaciones generales 10-10.01.1 a 10-10.01.3.

Para fines de pago, las tuberías de concreto que suministre e insta le el Contratista al amparo de este Concepto de trabajo, le será me dida en metros lineales con aproximación a la unidad; para el efec to, se medirán los metros lineales de tubería efectivamente instala dos en las estructuras de acuerdo con lo estipulado en el proyecto y a satisfacción del Ingeniero.

A solicitud del Contratista, la Secretaría le podrá hacer un pago a cuenta de 50% del importe de los conceptos de trabajo, cuando aquel disponga ya de las tuberías dentro de su almacén, (almacén de Con tratista), haciéndose la estimación normal cuando ya estén instala das las tuberías, y de ésta se descontará el pago a cuenta que se - hubiere hecho sobre las mismas.

Todos los transportes, así como los acarreos locales que se requie ran serán por cuenta y cargo del Contratista, considerándose inclui dos dentro del Precio Unitario correspondiente a cada uno de estos conceptos de trabajo.

CONCEPTO	2.4.7.1.a.	DEMOLICION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.
----------	------------	--

Por el precio unitario consignado para estos conceptos el Contratista demolerá las estructuras de concreto que indiquen los planos de proyecto u ordene el Ingeniero hasta los límites y niveles que se le fijen.

El Contratista se obligará por el precio unitario a retirar el material a una distancia no mayor que un kilómetro; además, también en caso necesario, según instrucciones del Ingeniero, efectuará las demoliciones con el cuidado necesario con el cuidado necesario con el objeto de utilizar el material aprovechable que pueda ser recuperado, retirándolo a una distancia no mayor que un kilómetro, si así lo ordena el Ingeniero.

El material producto de la demolición será considerado como propiedad de la Secretaría.

Para efectos de pago, se medirán las estructuras a demoler en metros cúbicos, aplicándole el precio correspondiente para compensar al Contratista por las demoliciones efectivamente llevadas a cabo.

ESPECIFICACIONES ESPECIALES
PARA ZONAS DE RIEGO

CONCEPTO 3.1.1.2. ■ DESPALME DE LA ZONA DE CONSTRUCCION Y EN
LOS PRESTAMOS LATERALES .

Por despálme se entiende el trabajo que se realiza posteriormente al desmonte y que consiste principalmente en la remoción de una capa superficial del terreno natural, cuyo material no resulta adecuado para la Construcción. Se efectúa en áreas destinadas al desplante de cimentaciones y terraplenes .

La profundidad del despálme estará en función de la calidad del material a remover, por lo consiguiente, esta profundidad será determinada por el Ingeniero, para efectos de pago se medirán en metros cúbicos, los volúmenes de material excavado para efectuar el despálme y a esta cantidad con aproximación a una decimal, se le aplicará el Precio Unitario estipulado en el catálogo para éste concepto.

CONCEPTO 3.1.1.3. EMPAREJAMIENTO CON EL PRODUCTO DEL DESPALME.

El trabajo que se ejecute al amparo de este concepto, tendrá por objeto regresar el material, producto del despálme de las zonas afectadas (tierras de cultivo) cuando a juicio del Ingeniero se requiera.

Por el Precio Unitario estipulado para este concepto, el Contratista deberá efectuar todas las operaciones necesarias para el emparejamiento de las tierras y su nivelación, obteniendo una capa de 20 cms de espesor como máximo.

Para efectos de pago se estimará en metros cúbicos con aproximación a una decimal, a dicho volumen calculado se le aplicará el precio unitario correspondiente estipulado en el catálogo.

11

**CONCEPTO 3.1.2.1. a. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO
ROCA EN EL TERRENO NATURAL PARA FORMAR LA
CUBETA DEL CANAL.**

Para fines de estas especificaciones, se entenderá por cubeta del canal, la parte de la sección del canal en la que se apoyará el revestimiento de concreto hidráulico.

Por el Precio Unitario consignado para este concepto en el catálogo, el Contratista ejecutará apoyándose en los trazos que suministre el Ingeniero y sujetándose a los planos de proyecto o en su caso a las órdenes del Ingeniero, las excavaciones que se requieran para formar la cubeta del canal, en los cuales se aceptará una tolerancia máxima de 2 cm en más o en menos con las líneas de proyecto de la cubeta, siempre y cuando no se presenten éstos en forma sistemática.

Además de la excavación propiamente dicha, el Contratista ejecutará dentro del Precio Unitario que se aprueba para éste concepto, las operaciones siguientes:

1. El afine de la sección excavada de acuerdo con las líneas de proyecto y en base a lo anteriormente señalado.
2. El relleno, con el material y el procedimiento que indique el Ingeniero, cuando por motivo de las sobreexcavaciones imputables al Contratista, existan oquedades fuera de las líneas de proyecto y mayores de la tolerancia especificada, como se indica en las Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción para definir lo que corresponda a sobreexcavaciones, serán llenadas por el contratista, no siendo motivo de pago alguno, debiendo cubrir él mismo el importe del equipo, materiales y mano de obra utilizada para satisfacer lo anteriormente señalado.

3. Formará los bordos o terraplenes que son parte integrante de la sección del canal con el producto de las excavaciones de la cubeta, con la disposición que se indica en los planos de proyecto o en su caso las que suministre el Ingeniero, con un acabado tal que ninguno de los puntos de los bordos después de formados, diste más de 10 cm del correspondiente de la línea de proyecto, en las partes no revestidas y a las líneas cuando los bordos sirvan de apoyo al revestimiento.

Previamente a la formación de los bordos despalmará la superficie de despalme y escarificará terreno natural si así lo ordena el Ingeniero.

4. En los casos en que sobre material de la excavación, ampliará los bordos y terraplenes que son parte integrante de la Sección del canal colocando el material sobrante con la disposición que se muestra en los planos de proyecto o le sea ordenada por el Ingeniero.

5. Cuando los bordos o terraplenes formados con el producto de las excavaciones vayan a servir de apoyo al revestimiento, el Contratista deberá ejecutar éstos colocando el material producto de las excavaciones en capas y si se ordena su compactación a un porcentaje mayor que el proporcionado por el equipo de construcción, se le cubrirá dicha operación de compactación el Precio Unitario existente en el catálogo para este concepto.

Queda estipulado que el Precio Unitario del concepto 3.1.2.1.a., ya incluye las cantidades necesarias para compensar al Contratista los gastos por traspaqueos del material para colocarlo con la disposición que se indica en los planos de proyecto u órdenes del Ingeniero.

El lapso máximo que se permitirá entre el afine de las excavaciones y colocación de los correspondientes revestimientos de concreto, en cualquier tramo del canal, será de 4 (cuatro) días, por lo que el Contratista deberá programar con todo cuidado sus trabajos de excavación y revestimiento. La superficie contra la que se coloque el concreto deberá estar suficientemente húmeda para que no se tome agua del concreto de los revestimientos.

Para efectos de pago de las excavaciones ejecutadas al amparo de éste concepto, el Ingeniero determinará en metros cúbicos, el volumen de excavación definido como sigue:

a). En los casos en que parte de la cubeta del canal vaya en "postizo", el volumen de excavación a pagar quedará limitado por el terreno natural antes de la excavación y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto.

b). En los casos en que la cubeta del canal quede alojada en tajos, el volumen de excavación a pagar quedará confinado por la línea horizontal que limita el bordo libre total (que coincidirá con las banquetas inferiores de la excavación), y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto. La excavación que se ejecute arriba de la línea horizontal que limita el bordo libre total, se pagará con cargo a los conceptos 3.1.2.2.a y 3.1.2.2.1.1 "Excavaciones en cualquier material en los Tajos".

A los volúmenes así determinados se aplicará el Precio Unitario aplicado en el catálogo para este concepto, para obtener la compensación del Contratista.

3.1.2.1.1.a.- ESCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL EXEPTO ROCA;
EN EL TERRENO NATURAL PARA FORMAR LA CUBETA
DEL CANAL, CON ACARREO LIBRE DE UN KM.

Regirán para este concepto las mismas especificaciones que para el concepto 3.1.2.1.1. de los conceptos principales de trabajo.

**CONCEPTO 3.1.2.2.a. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO
ROCA EN TAJOS .**

Regirán para este concepto las mismas especificaciones que para el Concepto 3.1.2.2., salvo se excluirá la posibilidad de excavación en cualquier tipo de roca ver "Conceptos Principales de Trabajo".

**CONCEPTO 3.1.2.2.1.1. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO
ROCA EN TAJOS CON ACARREO LIBRE DE 1 KM .**

Este concepto será aplicable únicamente en los casos en que el Ingeniero ordene que el material producto de las excavaciones en los tajos sea colocado en los terraplenes que disten hasta 1 kilómetro o en otra parte específica de la obra que el propio Ingeniero determine, por lo que en estos casos, el Contratista deberá coordinar sus operaciones de excavación con las operaciones de colocación de materiales en dichos terraplenes o en la parte de la obra que le sea señalada.

Rigen para este concepto las mismas estipulaciones que para el concepto 3.1.2.2.a. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL EN LOS TAJOS.

Adicionalmente bajo el Precio Unitario de este concepto, se requerirá que con el material obtenido de las excavaciones efectuadas, o con parte del mismo, se formen bordos, los cuales, a diferencia de los bordos a formar dentro del Precio Unitario del Concepto 3.1.2.2.a., no serán construídos junto a las propias excavaciones, sino que se ubicarán en otras secciones del canal, requiriéndose el transporte del material en camión para construírlos; estos bordos se ejecutarán dentro del Precio Unitario de este Concepto cuando la distancia de acarreo del material sea hasta de 1 (un) kilómetro, o bien si la distancia de acarreo es mayor, dentro del Precio Unitario adicionado con el pago de sobrecarreo de conformidad con el Concepto 3.1.4.2. Podrá requerirse en otras ocasiones que el material obtenido se utilice en

otros conceptos de relleno; que el material sea cargado en los camiones con cierta selección que permita sea utilizado adecuadamente donde será empleado, debiendo ser descargado en los sitios específicos donde ordene el Ingeniero.

Para efectos de pago de estas excavaciones, el Ingeniero determinará en metros cúbicos los volúmenes excavados comprendidos entre la superficie del terreno natural y la línea horizontal que pase por el punto más alto del revestimiento de concreto, o bien entre la superficie del terreno natural y las líneas de proyecto de las excavaciones cuando el canal no vaya a ser revestido.

CONCEPTO 3.1.2.2.1.a. EXCAVACION DE MATERIAL INDESEABLE EN TALUDES Y PLANTILLA DEL CANAL .

Para fines de estas especificaciones, se entenderá por excavación de material indeseable en taludes y plantilla de la cubeta del canal, las excavaciones adicionales para la remoción de material indeseable que marquen los planos de proyecto o que a juicio del Ingeniero sea necesario efectuar.

Por el Precio Unitario consignado para este concepto en el catálogo, el Contratista efectuará las operaciones siguientes:

- 1). Excavará adicionalmente fuera de líneas de proyecto dentro de la cubeta del canal el material indeseable (no apto para los fines de construcción) principalmente arcillas expansivas que a juicio del Ingeniero se deban extraer en áreas reducidas y en volúmenes pequeños (10 m³ ó menos por metro lineal de canal, 2 000 m³ en tramo de 1 km del canal) como máximo .
- 2). Material excavado mediante este concepto será depositado en los sitios que señale el Ingeniero con acarreo libre de 100 (cien) metros.
- 3). En los casos en que se ordene al contratista ejecutar excavaciones adicionales en taludes y plantilla, y este trabajo se pueda ejecutar con el equipo de construcción y sus volúmenes sean mayores que los indicados en el párrafo (1) se pagará con el concepto 3.1.2.2.1.1.a.
- 4). En el caso de que se ordene al contratista a realizar sobrecarreos, a más de 100 (cien) metros al volumen excavado se le aplicará el concepto 3.1.4.1.a.

Para justificar la aplicación del presente concepto de trabajo, deberá informarse con toda oportunidad de los tramos de canal donde se encuentre el material indeseable para así poder obtener la autorización para la aplicación de este concepto.

Para efectos de pago, se estimarán los volúmenes expresados en metros cúbicos, que hayan sido removidos a satisfacción de Ingeniero, a base de la sección antes de la remoción y las líneas que en el proyecto o de acuerdo con las Órdenes del Ingeniero limiten las excavaciones adicionales. El volumen anterior calculado en metros cúbicos se multiplicará por el Precio Unitario consignado para éste concepto.

3.1.2.3.a. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA PARA FORMACION DE CONTRACUENTAS.

Regirá para éste concepto las mismas especificaciones que para el Concepto 3.1.2.3., excluyendo la posibilidad de excavar en roca.

CONCEPTO 3.1.3.2.5. • RELLENO DE MATERIAL INERTE EN LOS ESPACIOS QUE SE REQUIEREN MOTIVADOS POR LAS EXCAVACIONES ADICIONALES DE MATERIALES INDESEABLES SEGUN CONCEPTO 3.1.2.2.1.a.

Por el Precio Unitario consignado en el catálogo para este concepto, el Contratista suministrará en el sitio de su utilización y colocará el material que se requiera para rellenar las excavaciones adicionales requeridas y ordenadas expresamente por el Ingeniero.

Las excavaciones adicionales solo serán necesarias cuando al ejecutar las excavaciones a líneas de proyecto se encuentren materiales inadecuados ya sea para el desplante del revestimiento o para la operación del canal.

Las excavaciones adicionales solo serán ejecutadas bajo permiso escrito del Ingeniero, lo cual amparará el pago del presente concepto.

El Precio Unitario para el pago de este concepto, incluye además lo siguiente:

1. Compactación del material colocado al 90% de la prueba Proctor (S.R.H.) o al 70% de densidad relativa, suministrando para ello el agua que se requiera siendo ésta necesaria para proporcionar la humedad óptima al material.
2. El Contratista se obliga a realizar acarreos hasta 500 (quinientos) metros.
3. En caso de que el Contratista ejecute acarreos a mayor distancia que la indicada en el punto dos se le pagarán estos trabajos de acuerdo con los conceptos 3.1.3.2.4.

Para fines de pago, se calcula el volúmen en metros cúbicos con - aproximación a la unidad, compactado a satisfacción del Ingeniero, empleando para el cálculo del volúmen, los datos del proyecto y - las secciones levantadas antes del relleno. A éste volúmen, los - datos del proyecto y las secciones levantadas antes del relleno. A éste volúmen se le aplicará el Precio Unitario consignado para- éste concepto.

3.1.4.1.a.- ACARREO DE LOS MATERIALES PRODUCTO DE LAS EXCAVACIONES DE LOS CONCEPTOS 3.1.2.1.1.a. y 3.1.2.2.1.1.a. EN LOS- KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO.

Regirán para éste concepto las mismas especificaciones que para el concepto 3.1.4.1. de los Conceptos principales de trabajo, además de los conceptos arriba mencio- nados.

3.2.2.1.a.- EXCAVACION PARA DRENES EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA.

Regirá para este concepto las mismas especificaciones que para el Concepto 3.2.2.1., excluyendo la posibilidad en excavar en roca.

3.3.1.1.a. FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO HIDRAULICO PARA EL REVESTIMIENTO DEL CANAL, INCLUYENDO OBTENCION CARGA Y ACARREO EN EL PERIMETRO DE LOS MATERIALES: AGREGADOS PÉTREOS Y AGUA.

Por el Precio Unitario para este Concepto, el Contratista deberá formular, dichos precios en base a que en la "Fabricacion de Concreto" se incluye únicamente dentro del primero kilómetro, la obtención, carga y acarreo de los materiales agregados pétreos y agua, y los kilómetros subsecuentes al primero de dichos materiales y agua se pagarán de acuerdo a los conceptos 3.3.1.1.a. y - - - 3.3.1.1.b., el resto de las especificaciones que consideren la ejecución de todas las fases que integran la fabricación y colocación de concreto hidráulico para el revestimiento de canales, concepto 3.31.1. de los Conceptos Principales de trabajo en su última edición, se mantendrán vigentes.

**CONCEPTO 3.3.1.1.a. SOBRECARRERO DE AGREGADOS PARA CONCRETO
HIDRAULICO PARA REVESTIMIENTO DEL CANAL
EN LOS KMS SUBSECUENTES AL PRIMERO .**

Por el Precio Unitario para este concepto, el Contratista acarreará los materiales, agregados pétreos, cuando éstos disten en más de un kilómetro de los bancos al sitio de su fabricación y colocación.

El Laboratorio proporcionará al Contratista un plano de bancos de materiales, donde se indican las posibles rutas y distancias aproximadas entre bancos y revestimientos, así como una tabulación de sobrecarreos para cada banco.

Para efecto de pago se determinará de acuerdo con el proporcionamiento volumétrico que indique el laboratorio para los revestimientos y se le agregará la distancia de sobrecarreos, medidos en kilómetros con aproximación de una decimal.

CONCEPTO 3.3.1.1.b. SOBRECARRERO DE AGUA PARA FABRICACION DE CONCRETO HIDRAULICO PARA EL REVESTIMIENTO DEL CANAL EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO .

Por el Precio Unitario para este concepto, el Contratista deberá sobrecarrear todo el agua que se requiera en la fabricación de concreto, cuando ésta diste en más de un kilómetro entre la fuente de abastecimiento y el sitio de fabricación, de acuerdo con el Concepto 3.3.1.1.a.

Para efecto de pago, se determinará en metros cúbicos, dependiendo de la proporción agua-cemento que el laboratorio fije para su fabricación. Al resultado de dicho volumen, se le agregará la distancia de sobrecarreo, medida en kilómetros con aproximación a una decimal.

3.3.3.5. COLOCACION DE SELLOS EN JUNTAS DE CONTRACCION EN LOS REVESTIMIENTOS DEL CONCRETO HIDRAULICO DEL CANAL .

Por el Precio Unitario estipulado en el catálogo para este concepto, el contratista colocará los materiales de relleno de las juntas de contracción de los revestimientos del canal, situados en las ranuras correspondientes según lo indican los planos del proyecto.

El Contratista deberá hacer los trabajos preliminares para la colocación del sello; eliminación de humedad, así como la limpieza de la junta a satisfacción del Ingeniero.

El material a usarse es un compuesto adhesivo y resistente que deberá sellar las juntas en los revestimientos de concreto e impedirá el paso de agua a través de los ciclos de contracción y expansión de la junta. Su consistencia es tal que será colocado a cualquier temperatura entre 4°C a 50°C ya sea con pistola o cuchara sin necesidad de solventes adicionales o adyuvantes, después de ser aplicado, el material no deberá correrse.

El Contratista hará las muestras necesarias, que a juicio del Ingeniero se requieran, y además transportará el material al sitio de su utilización y lo aplicará en la ranura previamente ejecutada a satisfacción del Ingeniero.

El material podrá colocarse en la ranura antes de efectuar el curado de concreto, o posteriormente a que el concreto de los revestimientos haya alcanzado la resistencia indicada y la ranura haya sido practicada según lo indicado en los planos a las órdenes del Ingeniero y llene los requisitos de limpieza y se haya eliminado la humedad a satisfacción del Ingeniero.

Para efectos de pago se determinará la longitud en metros de juntas rellenadas a satisfacción del Ingeniero. A la longitud anterior se le aplicará el Precio Unitario correspondiente.

CONCEPTO 3.4.1.2.a. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO
ROCA, PARA ALQUJAR LAS ESTRUCTURAS.

Regirán para este concepto las mismas especificaciones que para el
concepto 3.4.1.2; salvo se excluirá la posibilidad de excavación en
roca.

3.4.2.3.1. a FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMUN, INCLUYENDO OBTENCION CARGA Y ACARREO EN EL PRIMER KM DE LOS MATERIALES; AGREGADOS PETREOS Y AGUA.

Por el precio unitario consignado para este concepto, el Contratista deberá formular dichos precios en base a que, en la fabricación de concreto se incluye únicamente dentro del primer kilómetro la obtención, carga y acarreo de los materiales, agregados petreos y agua, y los kilómetros subsecuentes al primero de dichos materiales y agua, se pagarán de acuerdo a los conceptos 3.4.2.3.a. y 3.4.2.3.b.

El resto de las especificaciones que consideran la ejecución de todas las fases que integran la fabricación y colocación de concreto común, concepto 3.4.2.3. de los conceptos principales de trabajo, en su última edición, se mantendrán vigentes.

3.4.2.3.a. SOBRECARRERO DE AGREGADOS PARA CONCRETO COMUN EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO .

Por el Precio Unitario para este concepto el Contratista acarreará los materiales, agregados petreos, cuando éstos disten en más de un kilómetro de los bancos al sitio de su fabricación y colocación.

El laboratorio proporcionará al Contratista un plano de bancos de materiales, donde se indican las posibles rutas y distancias aproximadas entre bancos y probables estructuras, así como una tabulación de sobrecarreos para cada banco.

Para efectos de pago se determinará de acuerdo con el proporcionamiento volumétrico que indique el laboratorio para cada estructura y se le agregará la distancia de sobrecarreo medidos en kilómetros con aproximación a una decimal.

3.4.2.3.b. SOBRECARRERO DE AGUA PARA LA FABRICACION DE CONCRETO COMUN EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO.

Por el Precio Unitario para este concepto el Contratista deberá sobrecarrear toda el agua que se requiera en la fabricación de concreto, cuando ésta diste en más de un kilómetro, entre la fuente de abastecimiento y el sitio de fabricación de acuerdo con el concepto 3.4.2.3.1.

Para efecto de pago se determinará en metros cúbicos, dependiendo de la proporción agua cemento que el laboratorio fije para su fabricación. Al resultado de dicho volumen se le agregará la distancia de sobrecarreos medida en kilómetros con aproximación a una decimal.

CONCEPTO 3.4.5.1.3.a. TUBO DE CONCRETO DE 61 CMS DE DIAMETRO .

Al amparo de este concepto de trabajo, el Contratista suministrará e instalará las tuberías de concreto de los diámetros respectivos estipulados en el proyecto y por cada concepto de trabajo, incluyendo los codos necesarios y suficientes señalados en los planos del proyecto.

Se aplicará asimismo para este concepto la especificación 5-32.02.0.

Las tuberías que suministre el Contratista deberán ser nuevas, de primera calidad y cumplirán con todo lo especificado en los planos o en caso de que a juicio del Ingeniero sea necesario realizar pruebas mecánicas o hidráulicas, éstas deberán ser realizadas de acuerdo con lo estipulado en la norma A.S.T.M.-C-76.

El Contratista instalará las tuberías de concreto, incluyendo los codos que sean necesarios de acuerdo con las líneas señaladas por el proyecto, operación que se sujetará a lo estipulado en las especificaciones Generales 10-10.01.1 a 10-10.01.3

Para fines de pago, las tuberías de concreto que suministre e instale el Contratista al amparo de este concepto de trabajo, le será medida en metros lineales con aproximación a la unidad; para el efecto, se medirán los metros lineales de tubería efectivamente instalados en las estructuras de acuerdo con lo estipulado en el proyecto y a satisfacción del Ingeniero.

A solicitud del Contratista, la Secretaría le podrá hacer un pago a cuenta hasta de 50% del importe de los conceptos de trabajo, cuando aquel disponga ya de las tuberías dentro de su almacén, (almacén del Contratista) haciéndose la estimación normal cuando ya estén instaladas las tuberías, y de ésta se descontará el pago a cuenta que se hubiere hecho sobre las mismas.

Todos los transportes, así como los acarreos locales que se requieran serán por cuenta y cargo del Contratista, considerándose incluidos dentro del Precio Unitario correspondiente a cada uno de estos conceptos de trabajo.

S. A. R. H.		PROGRAMA DE APLICACIÓN DEL DISTRITO DE INYECTORES, C.A. DELICIAS, CHILE, UNIDAD BARRIO LA ESTRELLA UNO, I.C., CONDOMINIO CANAL PUEL, ANILLAR DEL PUEBLO, D.O. Nº 54900 al 549100, y zona de estudio (1941 ha.)		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL ACCION	
SUBDIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIONES DE GRANDE PROYECCIÓN							
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
CLASIFICACION	ENUNCIADO						
2.	CANAL PROLONGAR.						
2.1.	TERRAZAS.						
2.1.1.	SEÑALONTE.						
2.1.1.1.	Expendio, desmenuado, desyerba y limpieza del terreno para propósitos de construcción.	M ² .	11.2				
2.1.1.2.a	Derivata de material no apto para cimentación - y/o desolaje de terracerías y de los bancos de préstamo.	M ³	16,000.0				
2.1.2.	Excavaciones.						
2.1.2.1.a.	Excavación en cualquier material excepto roca en el terreno natural, para formar la cubeta del canal.	M ³	71,399.0				
2.1.2.1.1.a.	Excavación en cualquier material excepto roca en el terreno natural para formar la cubeta del canal con acarreo libre de un kilómetro.	M ³	54,371.0				
2.1.2.1.1.1.a.	Excavación en cualquier material excepto roca - en los tajos con acarreo libre de un kilómetro.	M ³	16,136.0				
2.1.2.1.1.a.	Excavación de material indesahable en taludes y plantilla del canal.	M ³	6,430.0				
2.1.2.1.a.	Excavación en cualquier material excepto roca para formación de contracuneta.	M ³	860.0				
2.1.3.	Construcción de bordos y terraplén.						
2.1.3.1.	Terraplén para bordos y caminos formado con material obtenido de préstamo con acarreo.						
2.1.3.1.1.	No mayor de 40 metros.	M ³	21,799.0				
2.1.3.1.5.a.	Repleno de material inerte en los espacios que se regularan, motivados por las excavaciones adicionales de materiales indesahables, según concepto 2.1.2.1.a.	M ³	6,430.0				

S. A. R. H. DIRECCION GENERAL DE DEMANDA IRRIGACION		Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego No. 20, Saltillo, Coahuila, Unidos Bahlam E. S. de C. S. de C. Canal Ponil Aguiler y Canal de Riego No. 20, Saltillo, Coahuila, Unidos Bahlam E. S. de C. S. de C.		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y CARGO DEL POSTOR	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRAS)	PRECIO UNITARIO \$	IMPORTE L \$	
CLASIFICACION	ENUNCIADO						
2.1.3.2.1.a	Compensación volúmica por compactación de los terraplenes construidos, según los conceptos 2.1.2.1.a. - 2.1.2.1.1.a.	m ³	12,323				
2.1.3.2.4.	Compactación del terreno natural para el ovalado de bombas y terraplenes.	m ²	10,781.3				
2.1.3.3.	Revestimiento de canales con aceros litos						
2.1.3.3.3.	Revestimiento de canales con aceros litos mejor de 500 y hasta 1000 m.	m ³	5,040				
2.1.4.1.	Sobrecarros de terracerías.						
2.1.4.1.a.	Acarreo de los materiales producto de las excavaciones de los conceptos 2.1.2.1.1.a., 2.1.2.1.1.b. e., 2.1.2.2.1.a. y 2.1.2.3.a., en los kilómetros subsecuentes al primero.	m ³ -Km	155,774.0				
2.1.4.2.	Acarreo de los materiales utilizados en el concepto 2.1.3.3.3. en los kilómetros subsecuentes al primero.	m ³ -Km.	120,960.0				
2.2.	<u>REVESTIMIENTOS</u>						
2.2.1.1.a.	Fabricación y colocación de concreto hidráulico para el revestimiento del canal, incluyendo obtención carga y acarreo en el primer kilómetro de los materiales agregados pétreos y Agua.	m ³	5,040.0				
2.2.1.1.a.1	Sobrecarros de agregados para concreto hidráulico para revestimientos del canal en los kilómetros subsecuentes al primero.	m ³ -Km	15,228.0				
2.2.1.1.a.2	Sobrecarros de agua para concreto hidráulico para revestimiento del canal en los kilómetros subsecuentes al primero.	m ³ -Km	1,625.0				
2.2.3.5.e.	Colocación de sellos en juntas de contracción en los revestimientos del concreto hidráulico del canal.	m	29,416				
2.3.	<u>ESTRUCTURAS EN EL CANAL</u>						
2.3.1.	<u>Terracerías para estructuras</u>						
2.3.1.1.	Demonta, ostromos, desyerbe y limpieza del terreno para propósitos de construcción.	Ha.	0.5				
2.3.1.2.e.	Excavaciones y muros en cualquier material, excepto roca, para alojar las estructuras.	m ³	9,192				

S. A. R. H. S. SOCIEDAD GENERAL DE CONSTRUCCION DE GRANDE IRRIGACION		Municipio de Villa Rica del Distrito de San Juan, C.A. - Calle 12, Of. 101, Unidad Industrial, C.A. - Calle 140, Con. - Calle 120, Of. 101, Av. 120, San Pedro de Macoris - Calle 120, Of. 101, Av. 120, San Pedro de Macoris		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
CLASIFICACION	CONCEPTO ENUNCIADO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
2.3.1.2.0.	Excavación a mano, (afuera) en cualquier material excepto roca para elajar las estructuras.	M3	4,901.0				
2.3.1.3	relleno sin compactar de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M3	191.0				
2.3.1.5.	relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M3	8,188.0				
2.3.1.9	relleno de grava, a grava y arena, inclusive drenes, licuadoras y filtros.	M3	10.0				
2.3.2.	<u>fabricación y colocación de materiales manufacturados para estructuras.</u>						
2.3.2.3.1.	Fabricación y colocación de concreto común, incluyendo obtención, carga y acarreo en el primer kilómetro de los materiales, agregados pétreos y agua.	M3	997.0				
2.3.2.3.a.	Sobrecarros de agregados pétreos para concreto común en los kilómetros subsiguientes al primero.	M3-km	27,833.0				
2.3.2.3.b.	Sobrecarros de agua para la fabricación de concreto común, en los kilómetros subsiguientes al primero.	M3-km	240.0				
2.3.2.4.	Colocación de fierro de refuerzo para concreto.	Kg	79,314.0				
2.3.3.	<u>Acero estructural.</u>						
2.3.3.1.	Suministro y colocación de acero estructural.	Kg	1,000.0				
2.3.4.	<u>Compuertas y vacininas.</u>						
2.3.4.1.	Suministro y colocación de compuertas radiales	Kg.	1,992.0				
2.3.4.2.a.	Suministro y colocación de compuertas "Miller" para tubo de 61 cm. de diámetro.	Pcs	3.0				
2.3.4.2.	Suministro y colocación de compuertas deslizantes.	Kg.	1,708.0				
2.3.4.	Conceptos diversos.						

S. A. R. H.
 SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
 DE GRANDE URABACION

PROYECTO: REPARACION DEL PUENTE DEL RIO DE
 EL POLICIA, OMBU, UNIDAD AREA ETAPA URBANA.
 DEL MUNICIPIO DE SAN PABLO, MUNICIPIO DE SAN PABLO DEL
 GUAYAS, GUAYAS, ECUADOR. (1.1.1.1.1)

NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE

NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR

CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
CLASIFICACION	ENUNCIADO					
2.1.5.1.	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor.	M ²	72.9			
2.1.5.2.	Suministro y colocación de sellos de hule de tres bulones o de diámetro de polidivido corrugado.	M	394.0			
2.1.5.3.	Suministro y colocación de bridas de tubo de fierro galvanizado de 3.05 cms. (2") de diámetro nominal.	Kg.	518.0			
2.1.5.4.	Suministro y colocación de escalones de varilla corrugada de 1.91 cms. (3/4") de diámetro.	Pza.	95.0			
2.3.5.5.	Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cms. (2") de diámetro nominal para llaves.	Pza.	20.0			
2.4.5.1.a.	Suministro e instalación de tuberías de concreto para tubo de 61 cms. de diámetro.	M	24.0			
2.4.7.1.a.	Omnidiciones de estructuras de concreto.	M ³	1.5			

64

S. A. R. H. SUBSECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE GRANDE PRECACION		Proyecto de Ampliación del Dto. de Huelmo N.º 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 329, 330, 331, 332, 333, 334, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342, 343, 344, 345, 346, 347, 348, 349, 350, 351, 352, 353, 354, 355, 356, 357, 358, 359, 360, 361, 362, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369, 370, 371, 372, 373, 374, 375, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 382, 383, 384, 385, 386, 387, 388, 389, 390, 391, 392, 393, 394, 395, 396, 397, 398, 399, 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 421, 422, 423, 424, 425, 426, 427, 428, 429, 430, 431, 432, 433, 434, 435, 436, 437, 438, 439, 440, 441, 442, 443, 444, 445, 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454, 455, 456, 457, 458, 459, 460, 461, 462, 463, 464, 465, 466, 467, 468, 469, 470, 471, 472, 473, 474, 475, 476, 477, 478, 479, 480, 481, 482, 483, 484, 485, 486, 487, 488, 489, 490, 491, 492, 493, 494, 495, 496, 497, 498, 499, 500, 501, 502, 503, 504, 505, 506, 507, 508, 509, 510, 511, 512, 513, 514, 515, 516, 517, 518, 519, 520, 521, 522, 523, 524, 525, 526, 527, 528, 529, 530, 531, 532, 533, 534, 535, 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542, 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549, 550, 551, 552, 553, 554, 555, 556, 557, 558, 559, 560, 561, 562, 563, 564, 565, 566, 567, 568, 569, 570, 571, 572, 573, 574, 575, 576, 577, 578, 579, 580, 581, 582, 583, 584, 585, 586, 587, 588, 589, 590, 591, 592, 593, 594, 595, 596, 597, 598, 599, 600, 601, 602, 603, 604, 605, 606, 607, 608, 609, 610, 611, 612, 613, 614, 615, 616, 617, 618, 619, 620, 621, 622, 623, 624, 625, 626, 627, 628, 629, 630, 631, 632, 633, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 643, 644, 645, 646, 647, 648, 649, 650, 651, 652, 653, 654, 655, 656, 657, 658, 659, 660, 661, 662, 663, 664, 665, 666, 667, 668, 669, 670, 671, 672, 673, 674, 675, 676, 677, 678, 679, 680, 681, 682, 683, 684, 685, 686, 687, 688, 689, 690, 691, 692, 693, 694, 695, 696, 697, 698, 699, 700, 701, 702, 703, 704, 705, 706, 707, 708, 709, 710, 711, 712, 713, 714, 715, 716, 717, 718, 719, 720, 721, 722, 723, 724, 725, 726, 727, 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735, 736, 737, 738, 739, 740, 741, 742, 743, 744, 745, 746, 747, 748, 749, 750, 751, 752, 753, 754, 755, 756, 757, 758, 759, 760, 761, 762, 763, 764, 765, 766, 767, 768, 769, 770, 771, 772, 773, 774, 775, 776, 777, 778, 779, 780, 781, 782, 783, 784, 785, 786, 787, 788, 789, 790, 791, 792, 793, 794, 795, 796, 797, 798, 799, 800, 801, 802, 803, 804, 805, 806, 807, 808, 809, 810, 811, 812, 813, 814, 815, 816, 817, 818, 819, 820, 821, 822, 823, 824, 825, 826, 827, 828, 829, 830, 831, 832, 833, 834, 835, 836, 837, 838, 839, 840, 841, 842, 843, 844, 845, 846, 847, 848, 849, 850, 851, 852, 853, 854, 855, 856, 857, 858, 859, 860, 861, 862, 863, 864, 865, 866, 867, 868, 869, 870, 871, 872, 873, 874, 875, 876, 877, 878, 879, 880, 881, 882, 883, 884, 885, 886, 887, 888, 889, 890, 891, 892, 893, 894, 895, 896, 897, 898, 899, 900, 901, 902, 903, 904, 905, 906, 907, 908, 909, 910, 911, 912, 913, 914, 915, 916, 917, 918, 919, 920, 921, 922, 923, 924, 925, 926, 927, 928, 929, 930, 931, 932, 933, 934, 935, 936, 937, 938, 939, 940, 941, 942, 943, 944, 945, 946, 947, 948, 949, 950, 951, 952, 953, 954, 955, 956, 957, 958, 959, 960, 961, 962, 963, 964, 965, 966, 967, 968, 969, 970, 971, 972, 973, 974, 975, 976, 977, 978, 979, 980, 981, 982, 983, 984, 985, 986, 987, 988, 989, 990, 991, 992, 993, 994, 995, 996, 997, 998, 999, 1000		NOMBRE Y CANTIDAD DEL MATERIAL		NOMBRE Y CANTIDAD DEL MATERIAL	
CLASIFICACION	CONCEPTO ENUNCIADO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
2.	Zona de Tierra.						
2.1.	TERRAZADO PARA CAJALONES.						
2.1.1.	CEMENTO.						
2.1.1.1.	Desmonte, nivelación, limpieza y limpieza del terreno para propósitos de construcción.	MS	19,6				
2.1.1.2.a	Despeje de la zona de construcción y en los profundos laterales.	M ²	21,500,0				
2.1.1.2.b	Empaciamiento con el producto del despeje.	M ³	18,500,0				
2.1.2.	Excavaciones.						
2.1.2.1.a	Excavación en cualquier material excepto roca, en el terreno natural para formar la cubeta del canal.	M ³	21,200,0				
2.1.2.1.b	Excavación en cualquier material excepto roca, en el terreno natural para formar la cubeta del canal con acarreo libre de un 40.	M ³	17,000,0				
2.1.2.2.a	Excavación en cualquier material excepto roca en bajío.	M ³	18,300,0				
2.1.2.2.1.a	Excavación en cualquier material excepto roca en bajío, con acarreo libre de un 40.	M ³	16,200,0				
2.1.2.2.1.b	Excavación en material incoherente en taludes y pendiente en canal.	M ³	6,700,0				
2.1.2.2.a	Excavación en cualquier material excepto roca para formación de contracostas.	M ³	2,100,0				
2.1.3.	CONSTRUCCION DE BANCOS Y TERRAPLENES.						
2.1.3.2.	Terraplén para caminos y caminos formados con material abrido de prefalso con acarreo.						
2.1.3.2.1.	no mayor a 50 metros.	M ³	9,700,0				

S. A. R. H.

SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
DE GRANDE IRRIGACION

Proyecto de explotación del sistema de riego de las
Unidades, 2da. Unidad (sección), Grupo 1000, Primer
Concurso, Canal 0-1, Aterrizaje y Filtro del 1000-0
en los Km. 1 y 2 de la Zona de Riego 1000

NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE

NOMBRE Y FIRMA DEL MOEDR

CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
CLASIFICACION	ENUNCIADO					
3.1.2.3.	Mayor de 100 y hasta 500 metros	M3	12,000.0			
3.1.2.4.	Mayor de 500 y hasta 1000 metros.	M3	10,000.0			
3.1.2.5.a	Repleno de material (arte en los espacios que se requieran motivados por las excavaciones adicionales de materiales disponibles, según concepto 3.1.2.7.1.a.	M3	12,000.0			
3.1.3.3.	Compresión adicional por compactación en los terrazales construídos según los conceptos 3.1.2.1.a., 3.1.2.8.a., 3.1.2.2.1.a., 3.1.3.2.1, 3.1.3.2.3, y 3.1.3.2.4.	M4	20,794.0			
3.1.4.	<u>SOBRECARRIO DE TERRACERIAS PARA CAVALES.</u>					
3.1.4.1.a.	Acarreo de los materiales producto de la excavación para el concepto 3.1.2.1.a. y 3.1.2.2.1.a., en los kilómetros subsiguientes al primero.	M3-Km	175,305.0			
3.1.4.2.	Acarreo de los materiales producto de las excavaciones para el concepto 3.1.3.2.3 en los kilómetros subsiguientes al primero.	M3-Km	26,656.0			
3.2.	<u>TERRACERIAS PARA CHENES.</u>					
3.2.1.1	Desmonte, desmalece, desyerbe y limpieza del terreno para propósitos de construcción	M4.	84.3			
3.2.2.	<u>ENCAVACIONES.</u>					
3.2.2.1.a	Excavación para drenes en cualquier material, excepto roca.	M3	419,993.0			
3.3	<u>REVESTIMIENTOS.</u>					
3.3.1	<u>Revestimiento de concreto.</u>					
3.3.1.1.a.	Fabricación y colocación de concreto hidráulico para el revestimiento del canal, incluyendo colocación de carga y acarreo en el primer kilómetro de los materiales agregados pétreos y agua.	M3	4,009.6			
3.3.1.1.b	Sobrecarreo de grava para concreto hidráulico para el revestimiento del canal en los Km. - subsiguientes al primero.	M3-Km	114,198.0			

S. A. R. H.

SUBCOMITÉ PARA LA CONSTRUCCIÓN
DE GRANDE PROYECTOPROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL CENTRO DE REPOSICIÓN
DE FLEET, CHINA, UNIDAD BANJIAU - ETAPA
DE LOS PRIMEROS 10 KILOMETROS - CANTON DE SHANGHAI

VALOR ESTIMADO DEL PRIMER ANTE

VALOR ESTIMADO DEL POSTERIOR

CLASIFICACION	CONCEPTO EN UNIDADES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
1.1.1.1.b.	Sobrecargas en agua para la fabricación de concreto hidrofúlico para el revestimiento del canal, en los 10 km, subsiguientes al primero.	m ³ -ca	615.0			
1.1.3.5.a.	Colocación de sellos en juntas de contracción, en los revestimientos del concreto hidrofúlico del canal.	m	25,611.0			
1.4.	<u>ESTRUCTURAS EN TIERRA</u>					
1.4.1.	<u>Excavaciones para estructuras</u>					
1.4.1.2.a.	Excavación en cualquier material excepto roca para abajar las estructuras.	m ³	52,131.0			
1.4.1.3.	Wallas sin compactar, en cualquier material excepto roca, provenientes de excavaciones previas.	m ³	31,275.0			
1.4.1.5.	Wallas compactos de cualquier material excepto roca, provenientes de excavaciones previas.	m ³	20,651.0			
1.4.1.9.	Wallas de grava o grava suelta, inclusive drenes, lloreros y filtros.	m ³	25.0			
1.4.2.	<u>Fabricación y colocación de materiales manufacturados para estructuras</u>					
1.4.2.3.1.a.	Fabricación y colocación de concreto común (incluyen abstracción, carga y aceros) en el primer kilómetro de los materiales agregados pétreos y agua.	m ³	4,077.0			
1.4.2.3.a.	Sobrecargas de agregados para concreto común en los kilómetros subsiguientes al primero	m ³ -ca	108,377.0			
1.4.2.3.b.	Sobrecargas de agua para la fabricación de concreto común en los kilómetros subsiguientes al primero.	m ³ -ca	912.0			

S. A. R. H. SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE GRANDE IRRIGACION		PROYECTO AMPLIACION DEL DISTRITO DE RIEGOS CD. DELICIAS, D-D.F. - UNIDAD BAJINIMA, ETAPA I.M.D. - PRIMER CONCURSO. - (1961-1962). - Nueve (9) Pisos		NUMERO Y FIRMA DEL REPRESENTANTE	NUMERO Y FIRMA DEL POSTOR	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
CLASIFICACION	ENUNCIADO					
3.4.2.3.	Colocación en fierro de refuerzo	Kg.	340,628.0			
3.4.4.	<u>Compuertas.</u>					
3.4.4.1.	Suministro e instalación en compuertas tipo "Miller"					
3.4.4.1.3.	Pera tubo de 61 cms. de diámetro	Pza.	47.0			
3.4.4.2.	Suministro e instalación de compuertas desalientes.	Kg.	1,561.0			
3.4.5.	<u>Tuberías de concreto.</u>					
3.4.5.1.	Suministro e instalación de tuberías de Concreto.					
3.4.5.1.3.	Tubo de 61 cms. de diámetro.	M	1,009.0			
3.4.6.	<u>Conceptos Diversos.</u>					
3.4.6.1.	Suministro y colocación de juntas asfálticas de dos (2) cms. de espesor.	M ²	240.0			
3.4.6.2.	Suministro y colocación de malla de tela de tres pulgadas y de cloruro de polivinilo corrugado.	M	1,047.0			
3.4.6.3.	Suministro y colocación de barrenos de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cms. (2") de diámetro nominal.	Kg.	1,349.0			
3.4.6.5.	Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 6.35 cms. (2 1/2") de diámetro nominal para llaves de mano.	Pza.	704.0			
3.4.6.6.	Suministro y colocación de tubo de asbesto cemento para desagües de los puentes y las estructuras afuera.	M	200.0			
3.6.	<u>Casas para cuatros.</u>					
3.6.1.	Construcción de casas para cuatros	M ²	93.5			

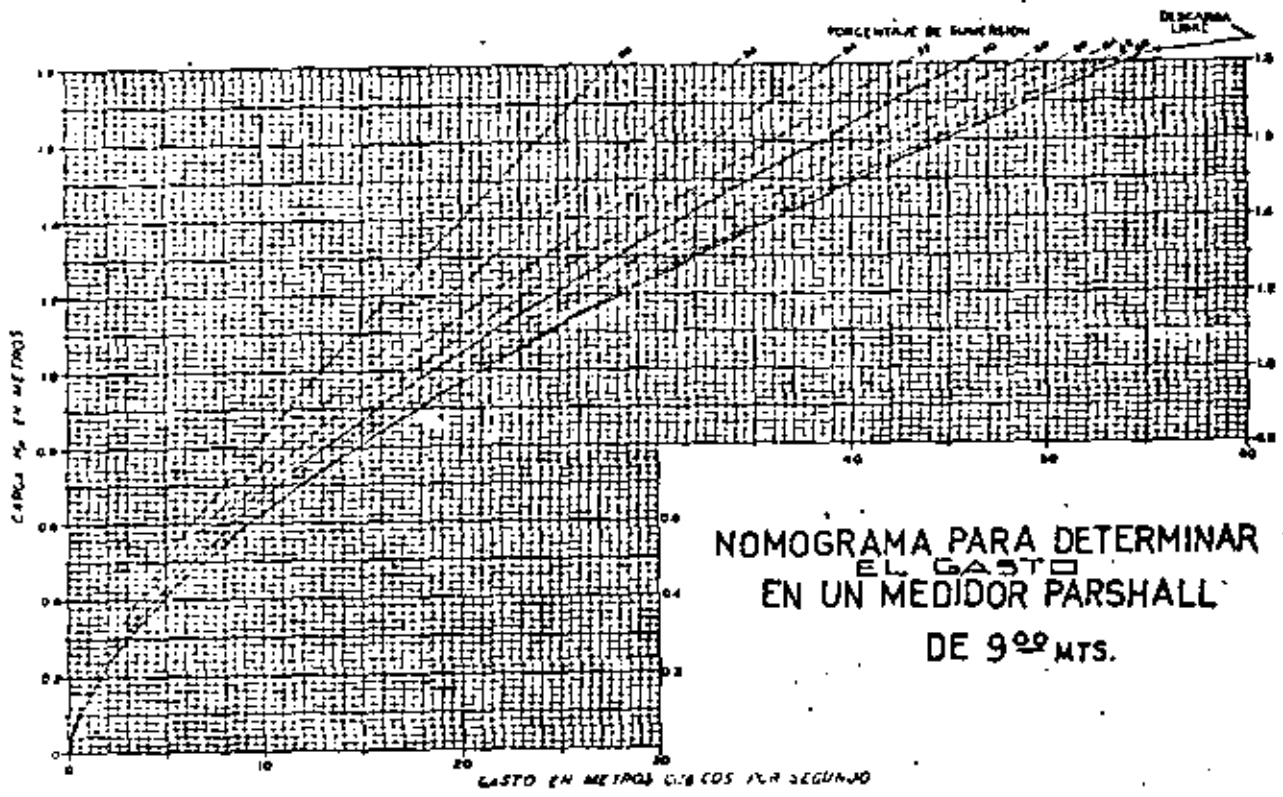
67



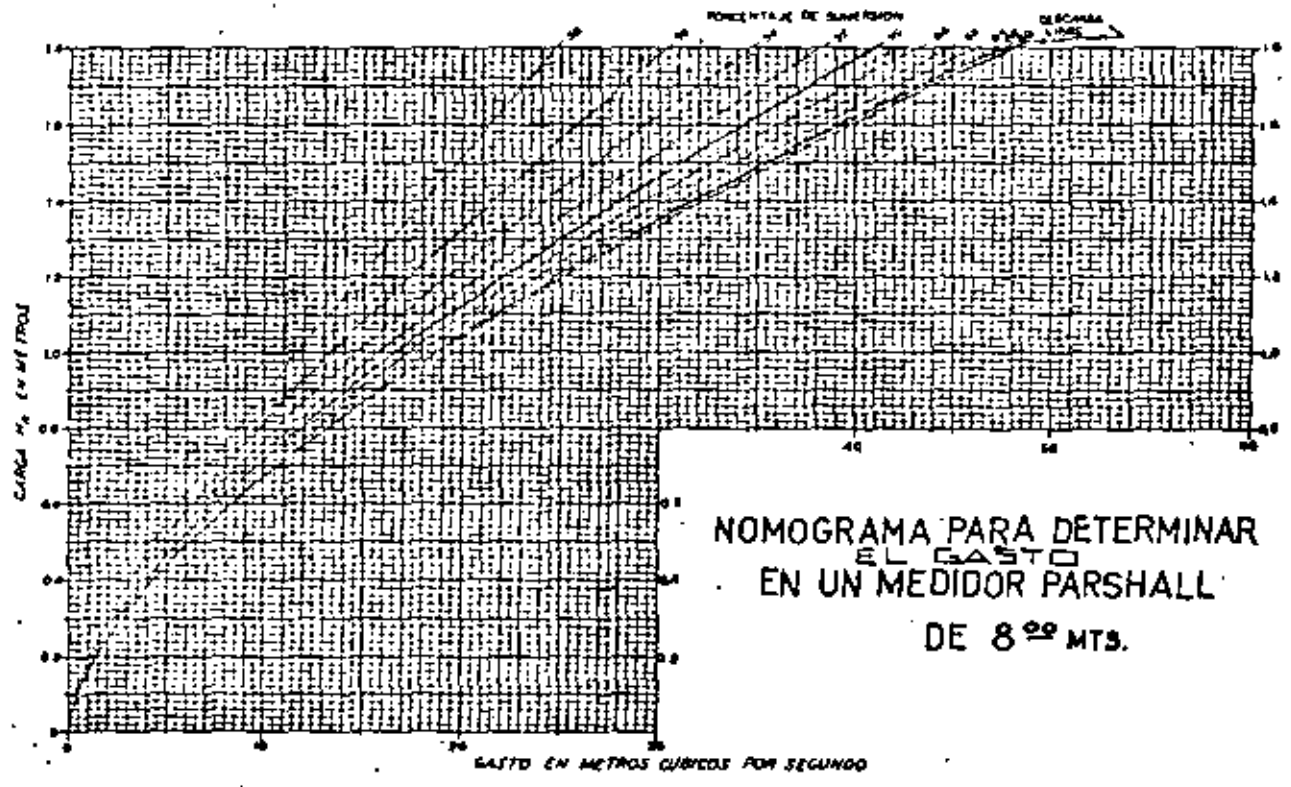
GERENCIA GENERAL EN EL ESTADO, RESIDENCIA GENERAL DE AMPLIACION
DISTRITO DE RIEGO 05, CD. ZELANDIA, CHI

Table with multiple columns and rows, containing data entries. The table is very dense and contains illegible text due to the quality of the scan. It appears to be a ledger or data record.

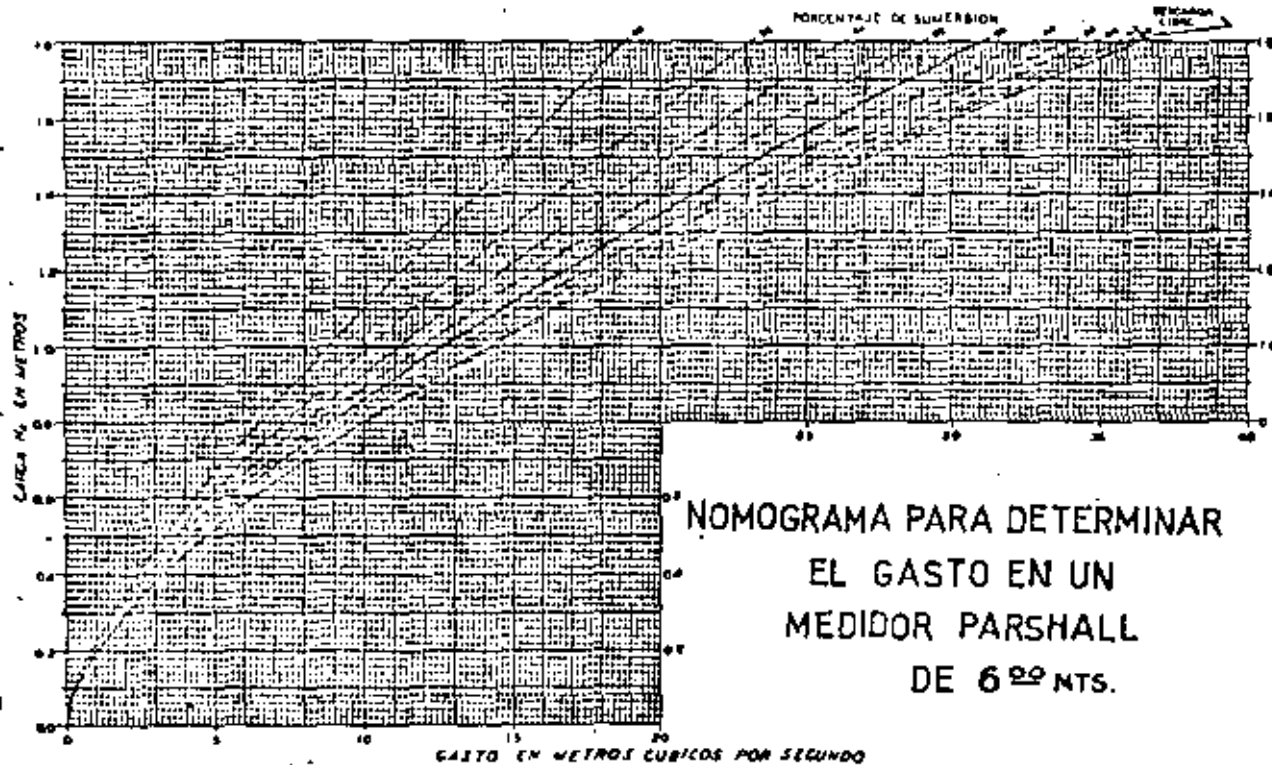
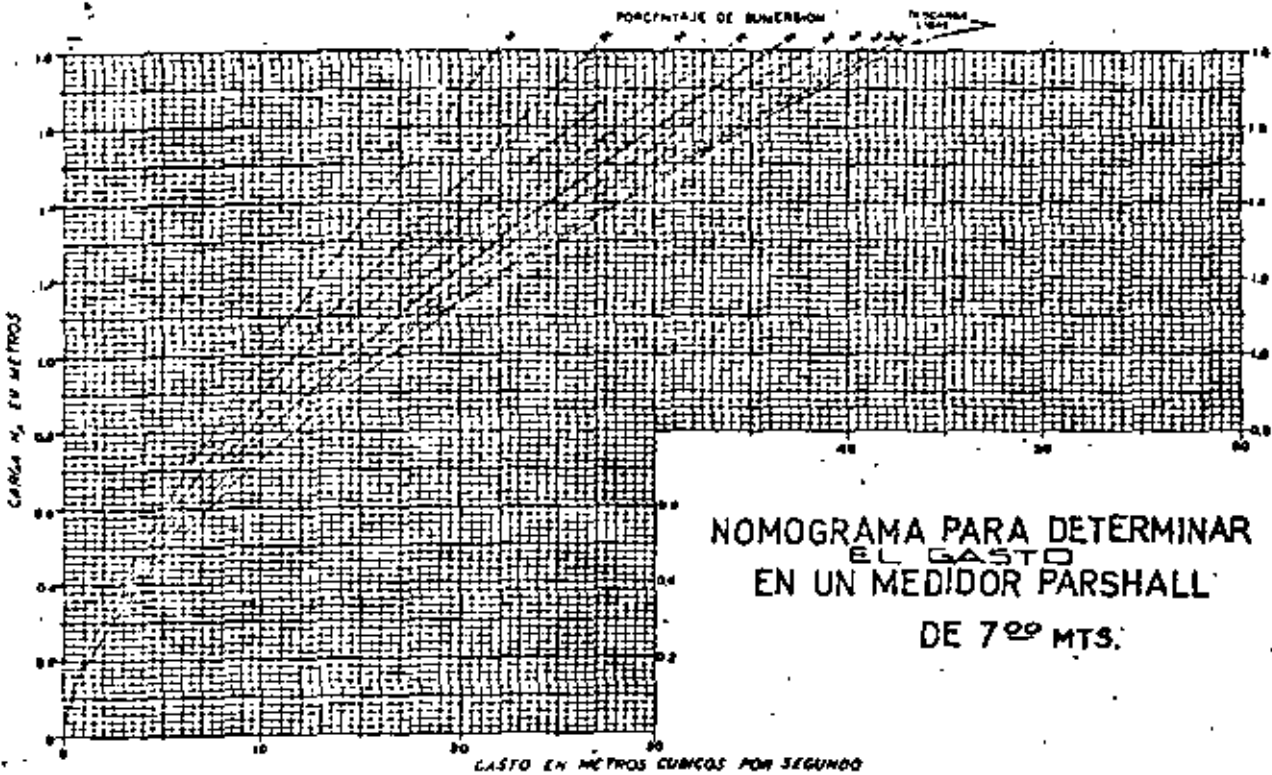


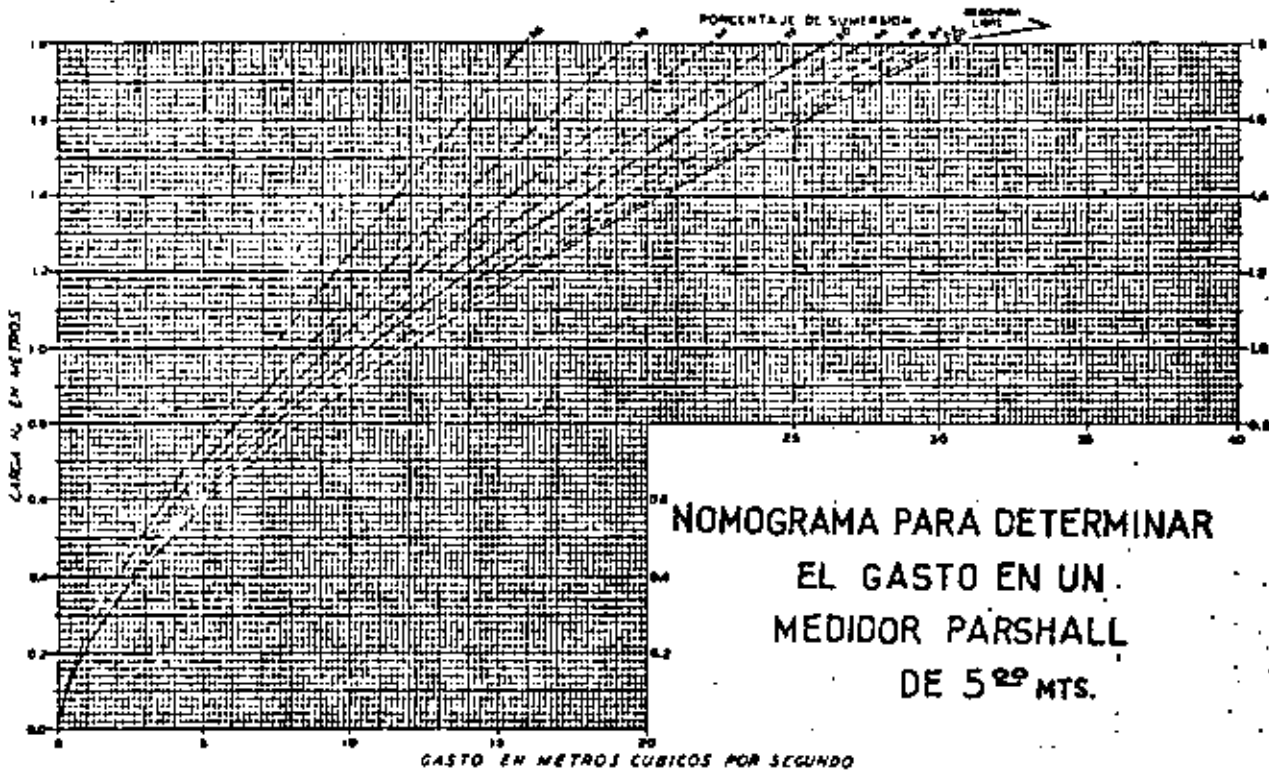


NOMOGRAMA PARA DETERMINAR
EL GASTO
EN UN MEDIDOR PARSHALL
DE 900 MTS.

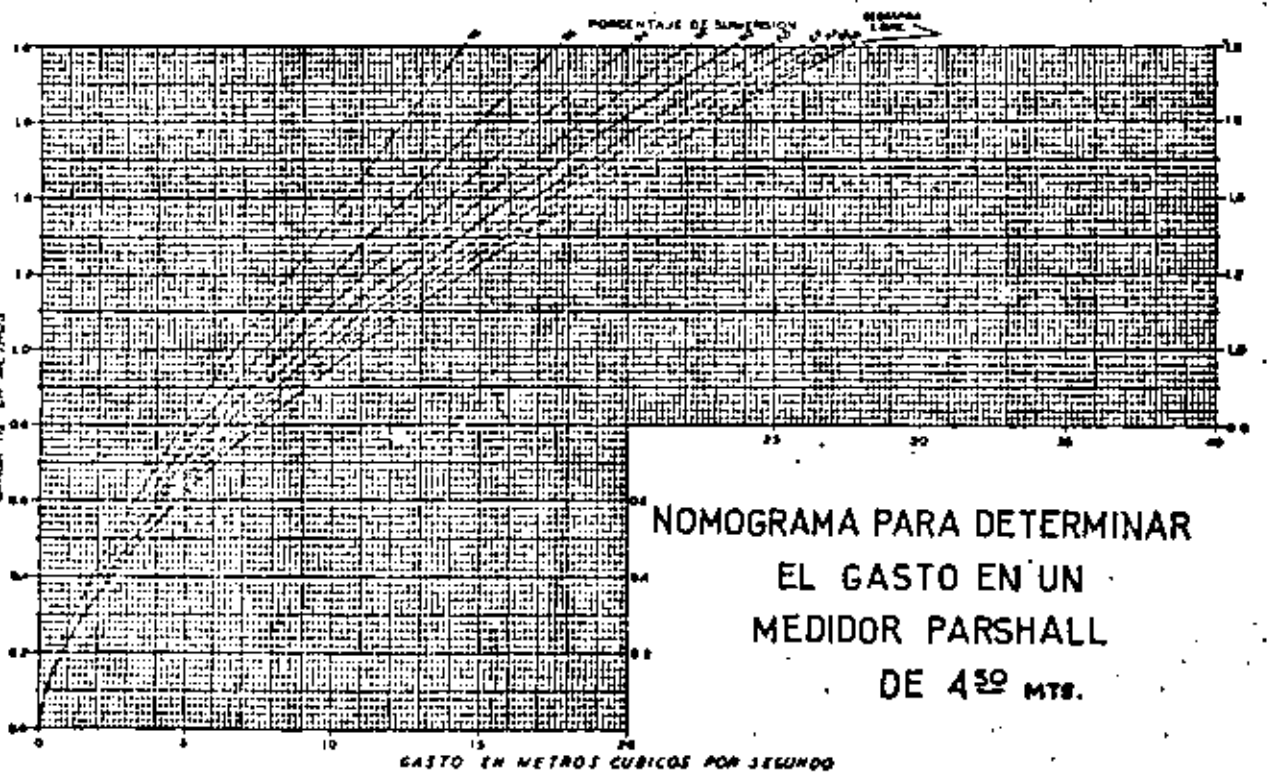


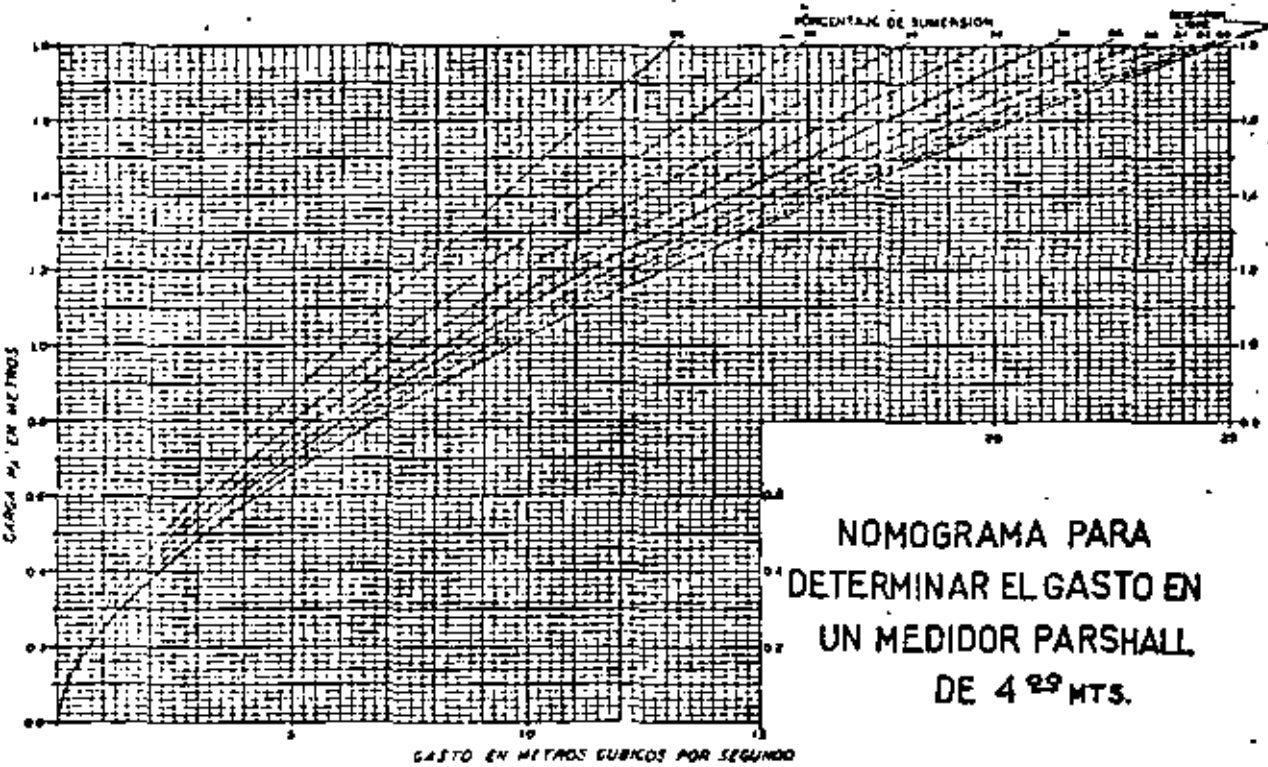
NOMOGRAMA PARA DETERMINAR
EL GASTO
EN UN MEDIDOR PARSHALL
DE 800 MTS.



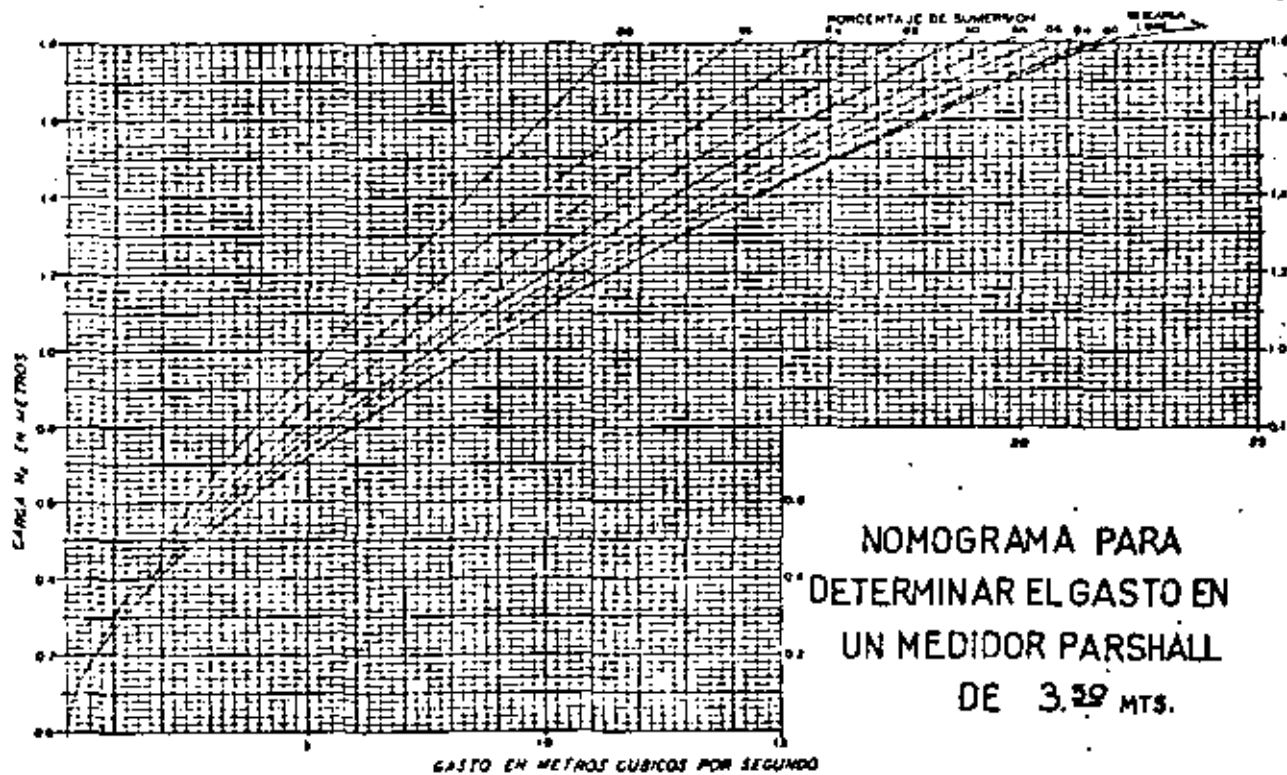


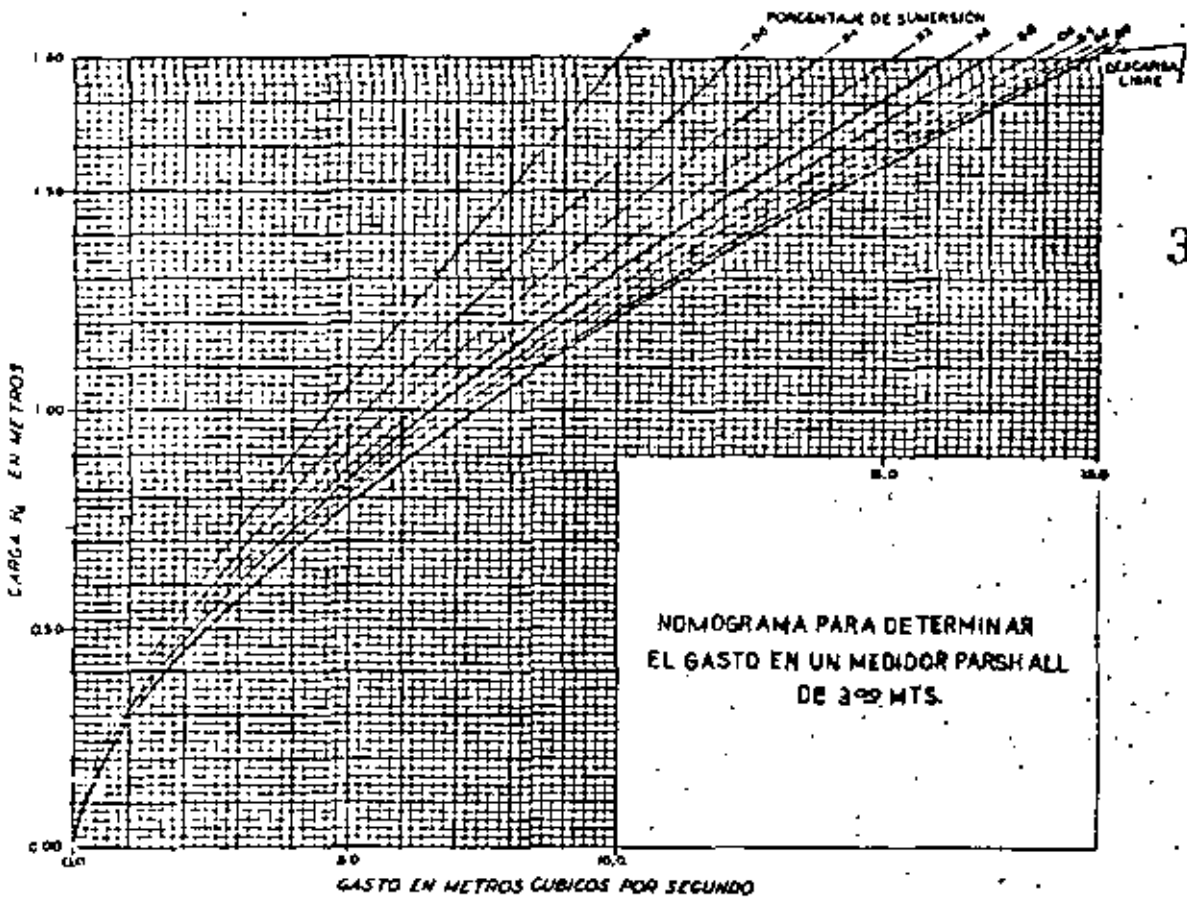
26



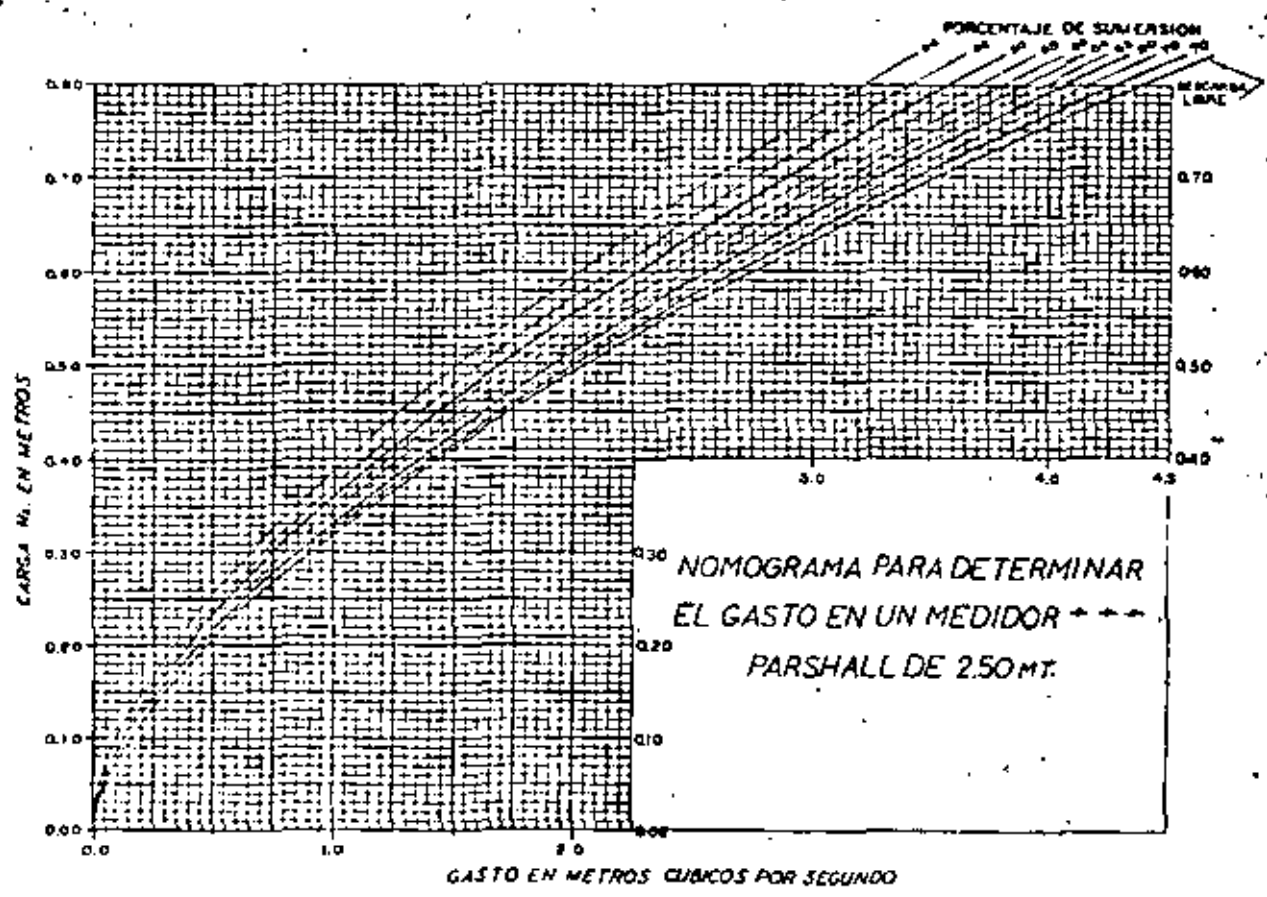


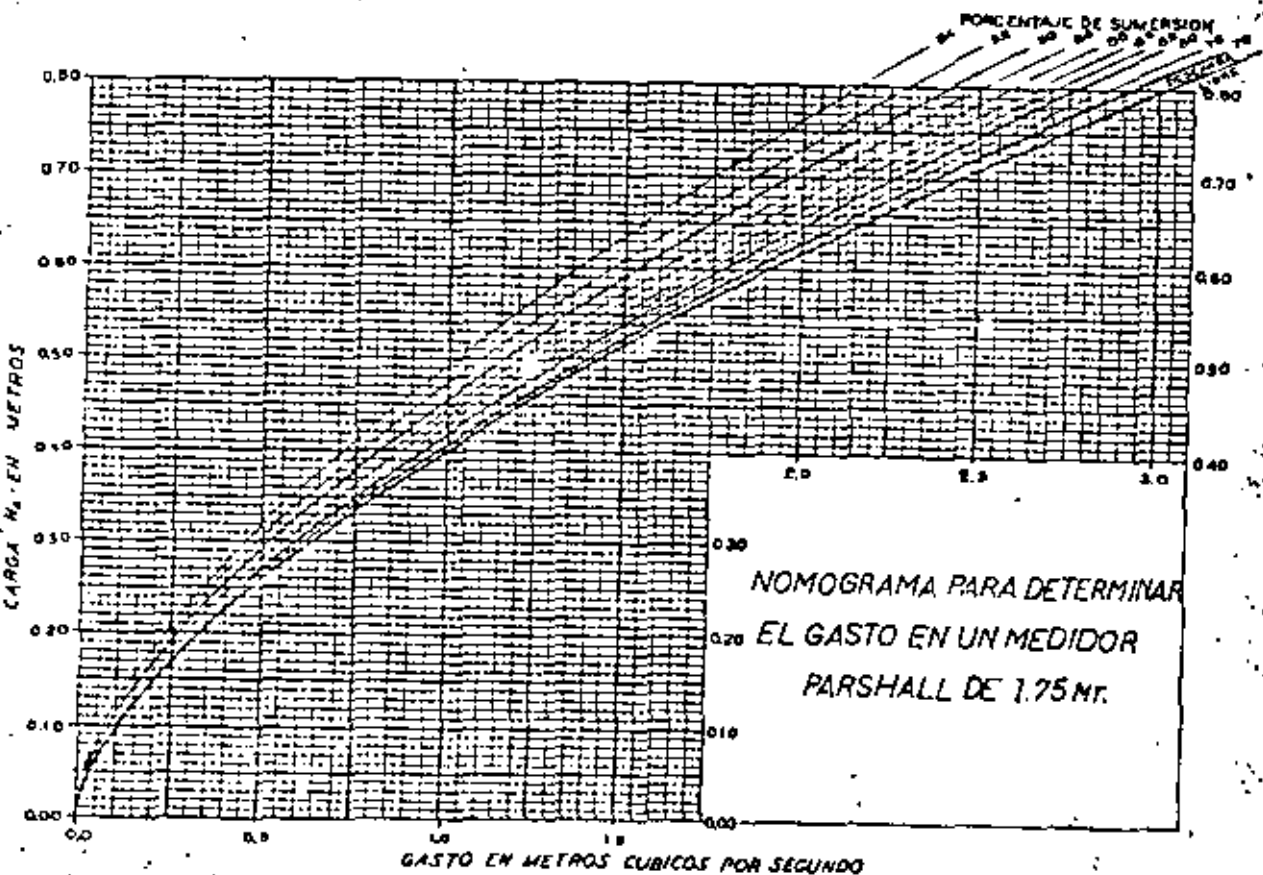
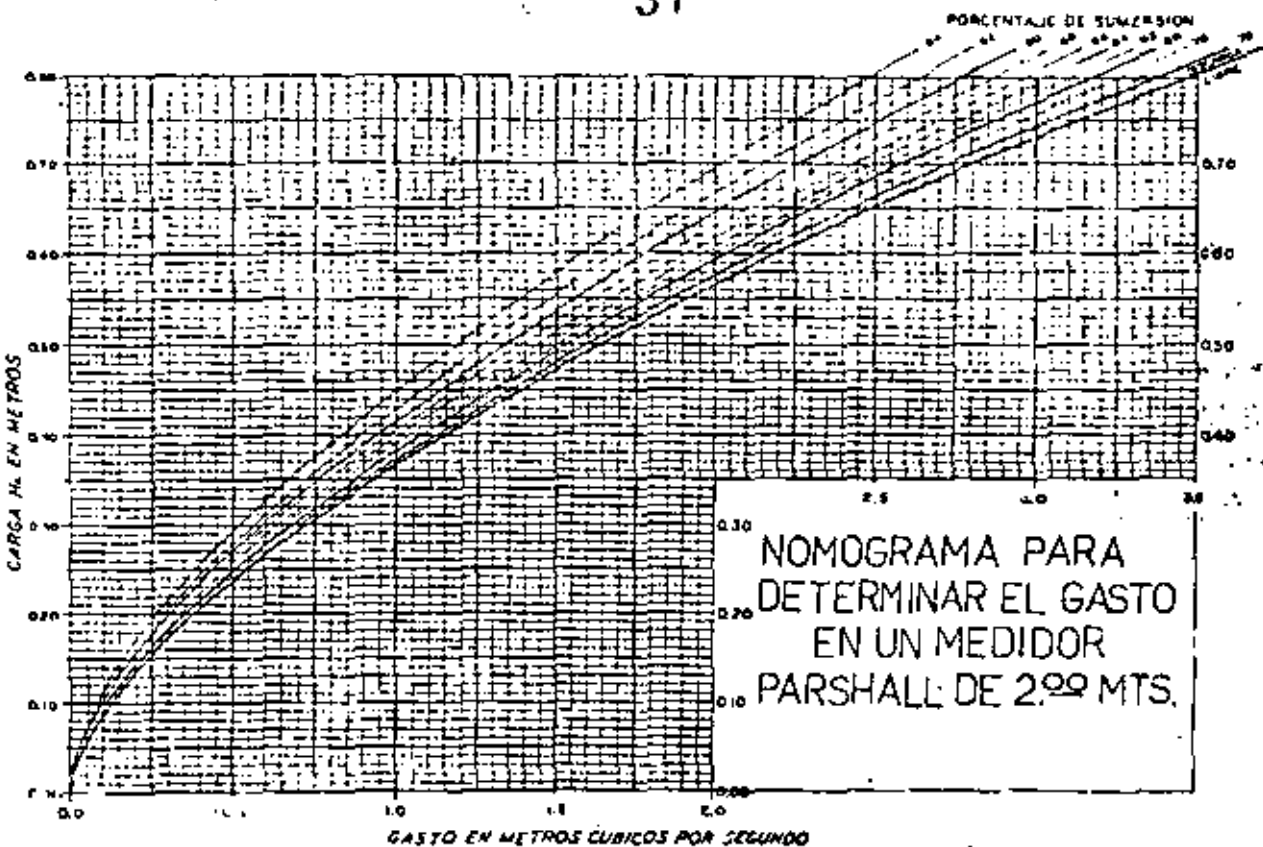
24



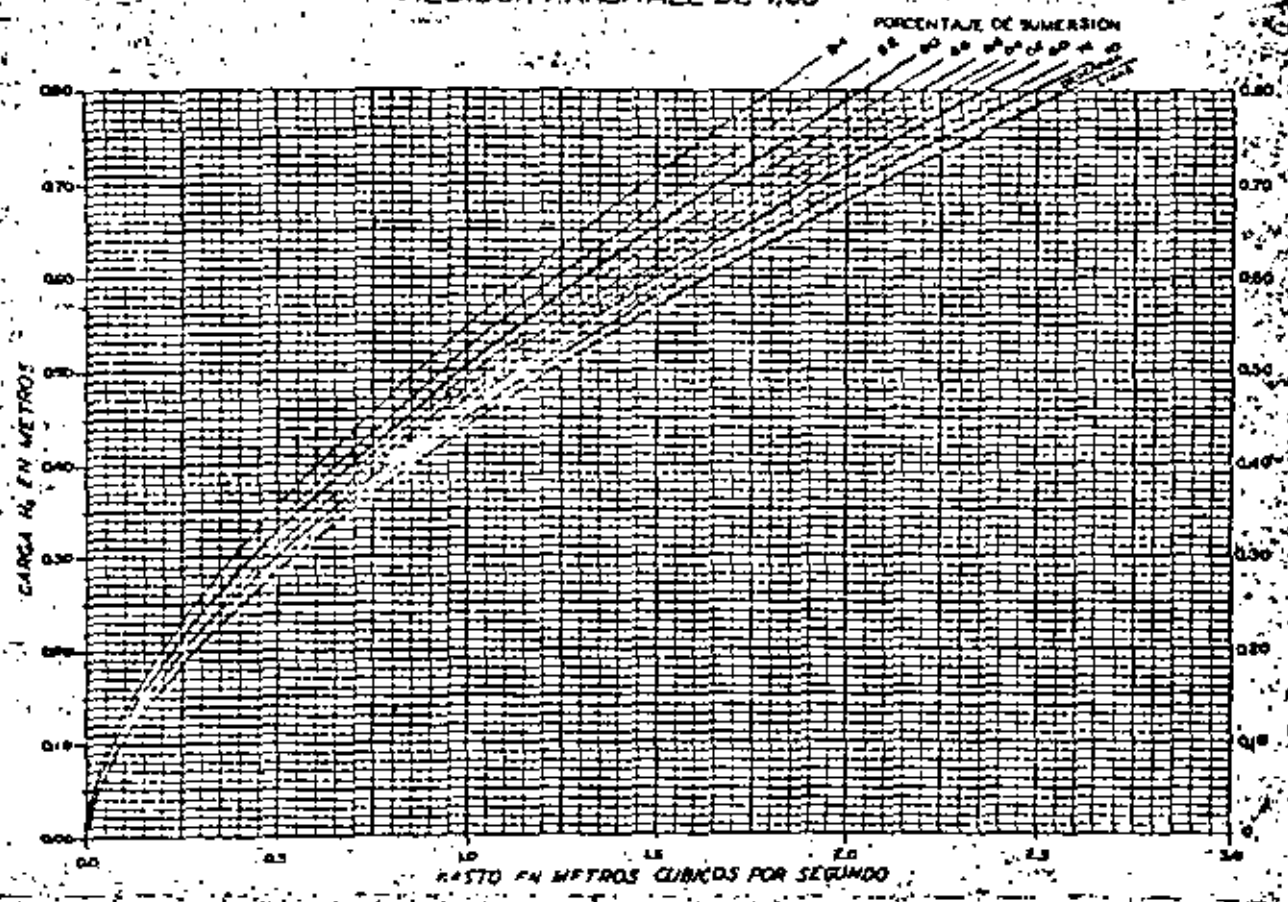


38

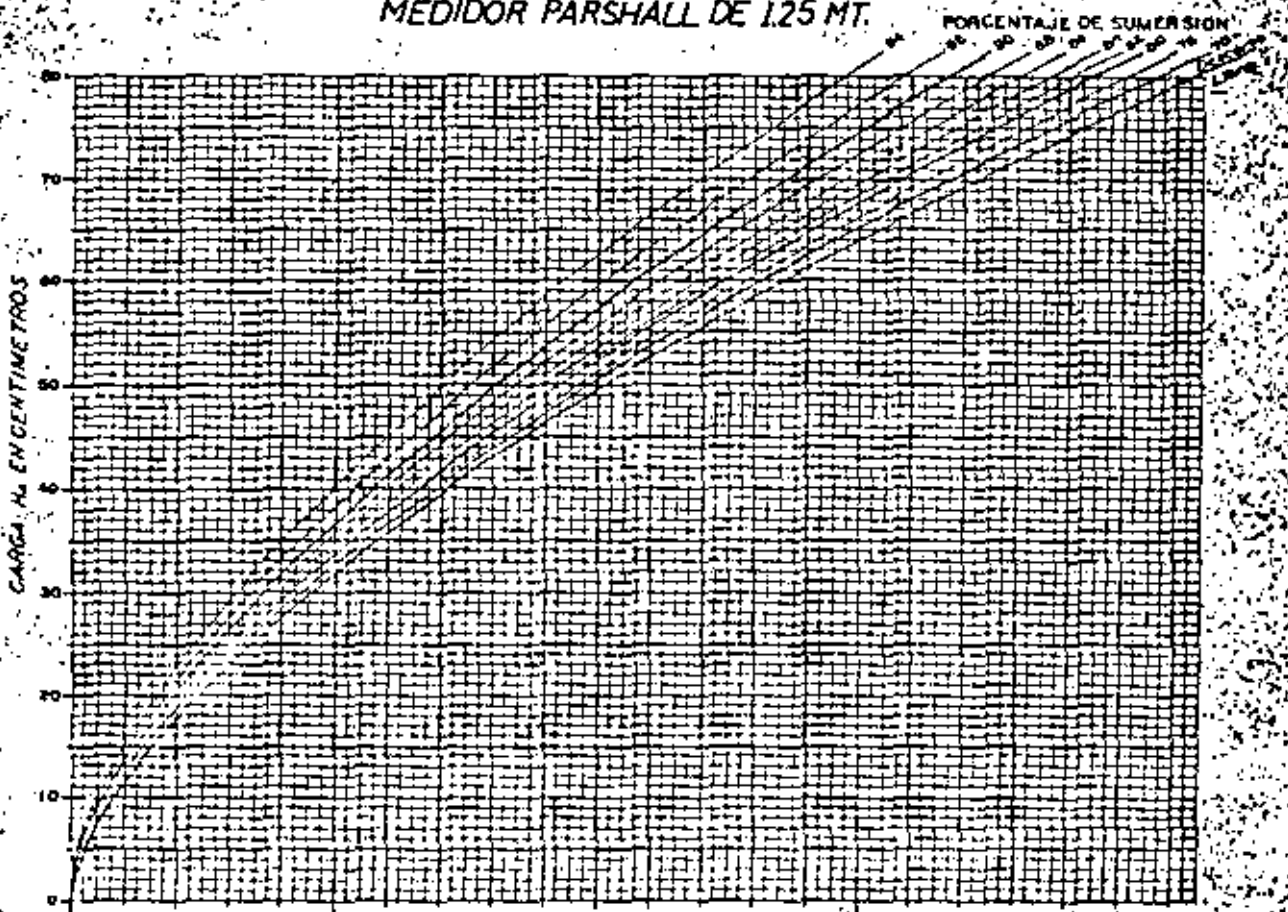




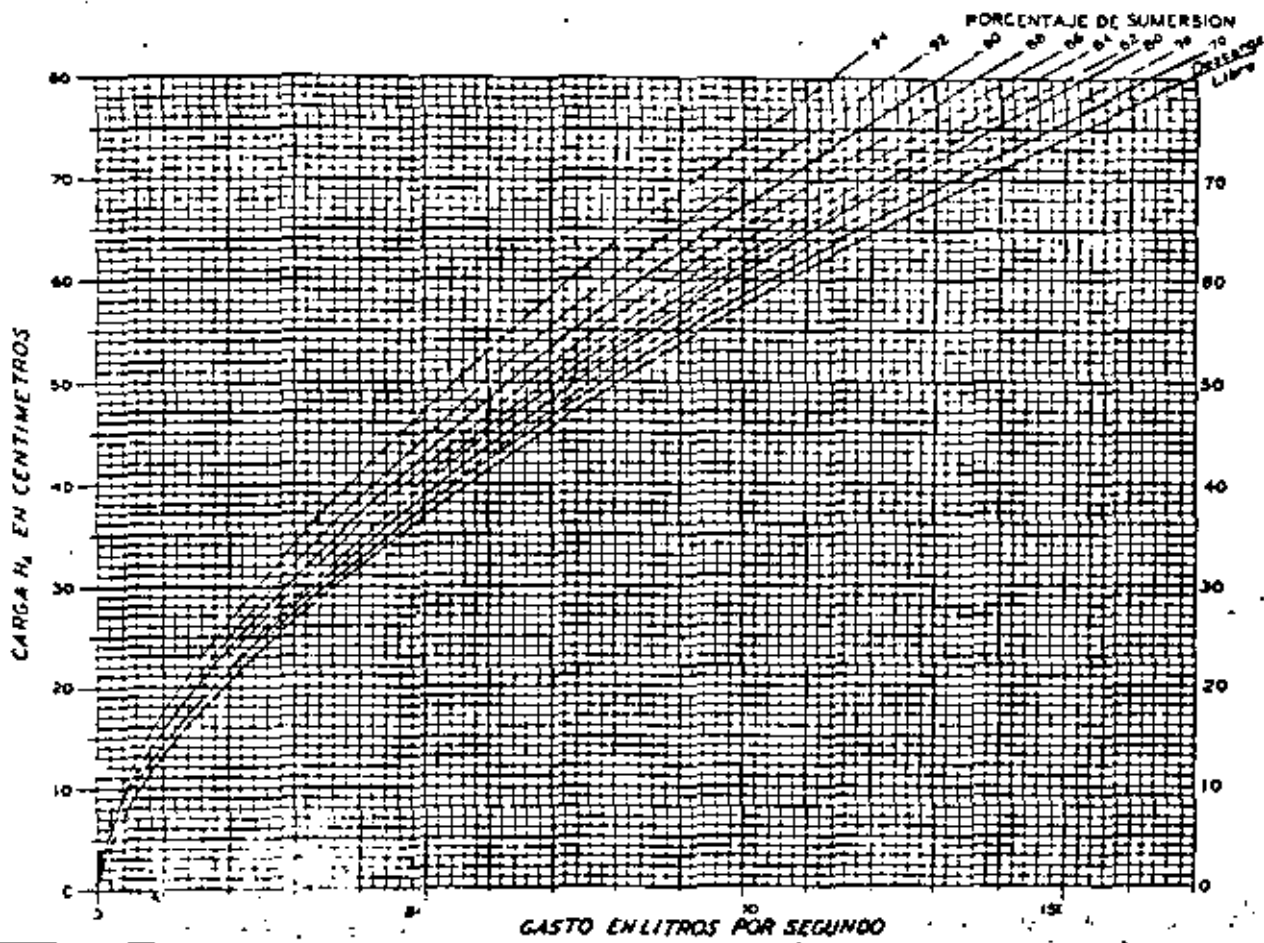
NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN MEDIDOR PARSHALL DE 1,50



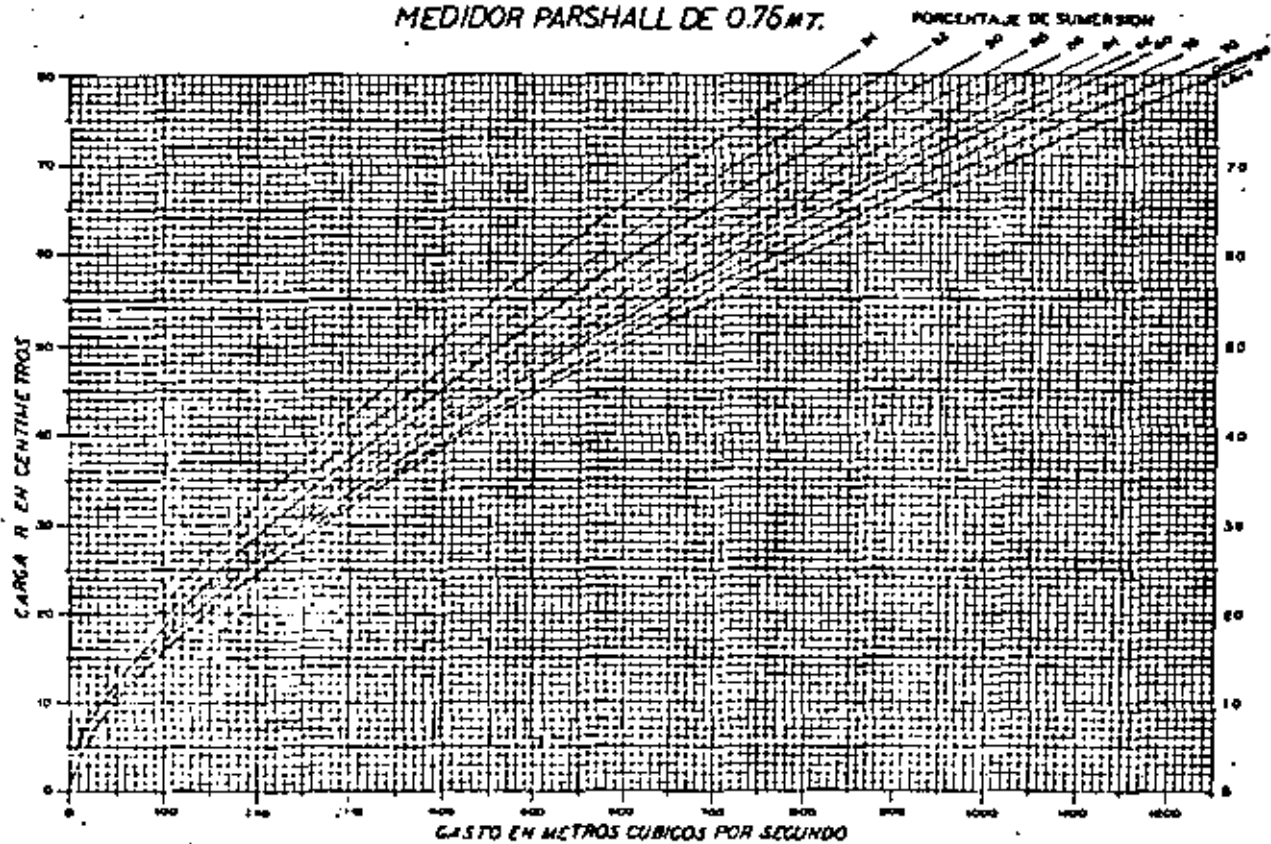
NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN MEDIDOR PARSHALL DE 1,25 MT.



NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL DE 1.00 MT.



NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL DE 0.75 MT.



NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN MEDIDOR PARSHALL DE 0.50 MT.

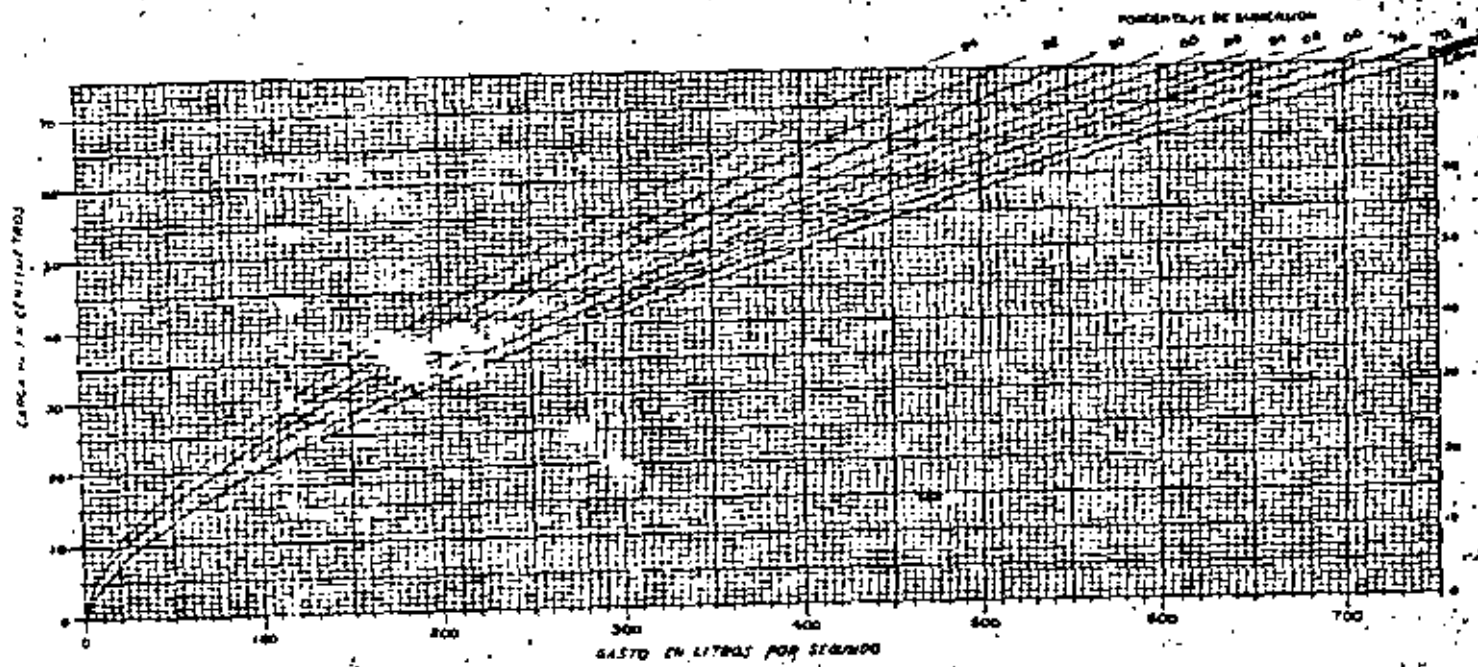
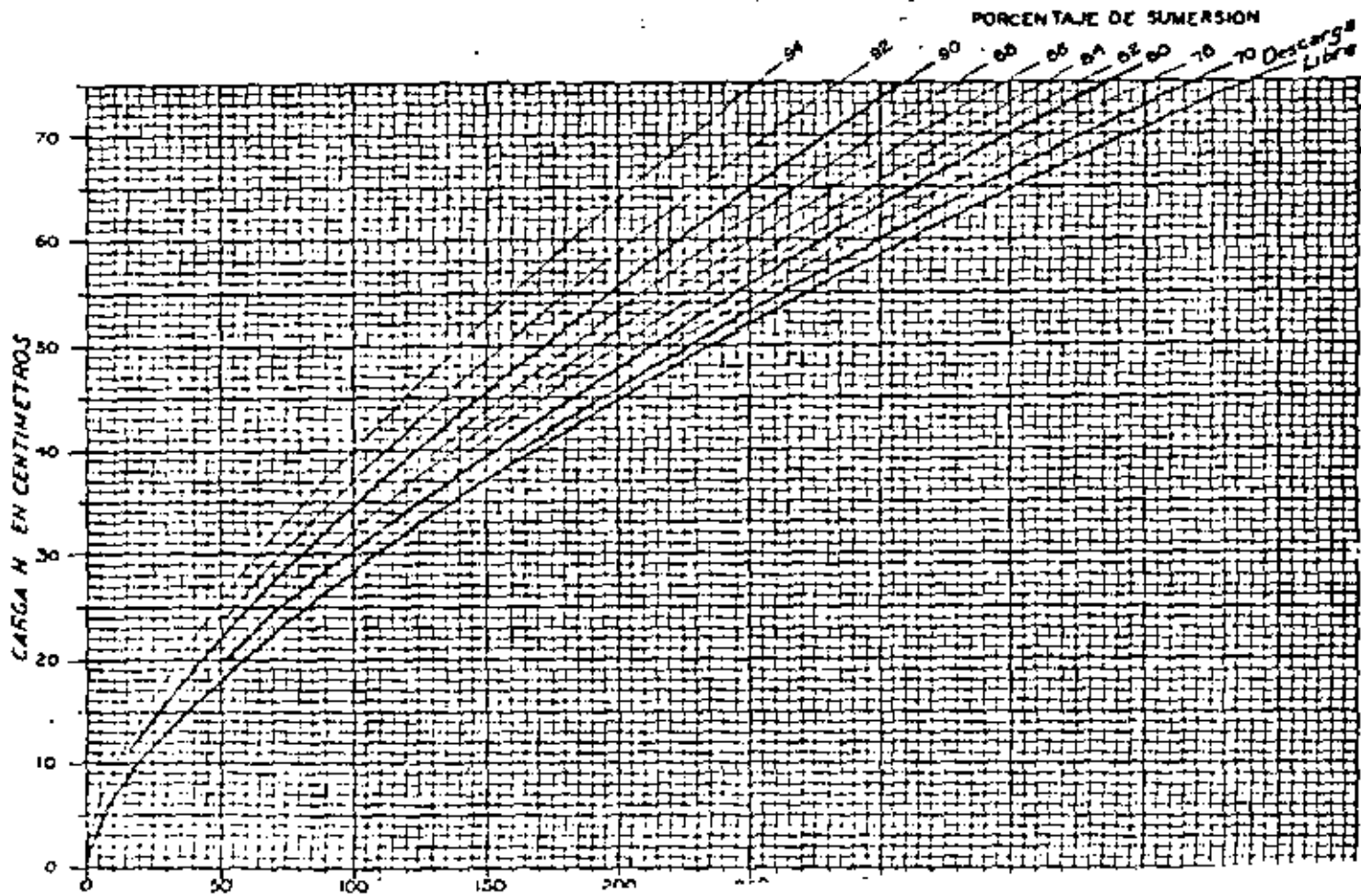
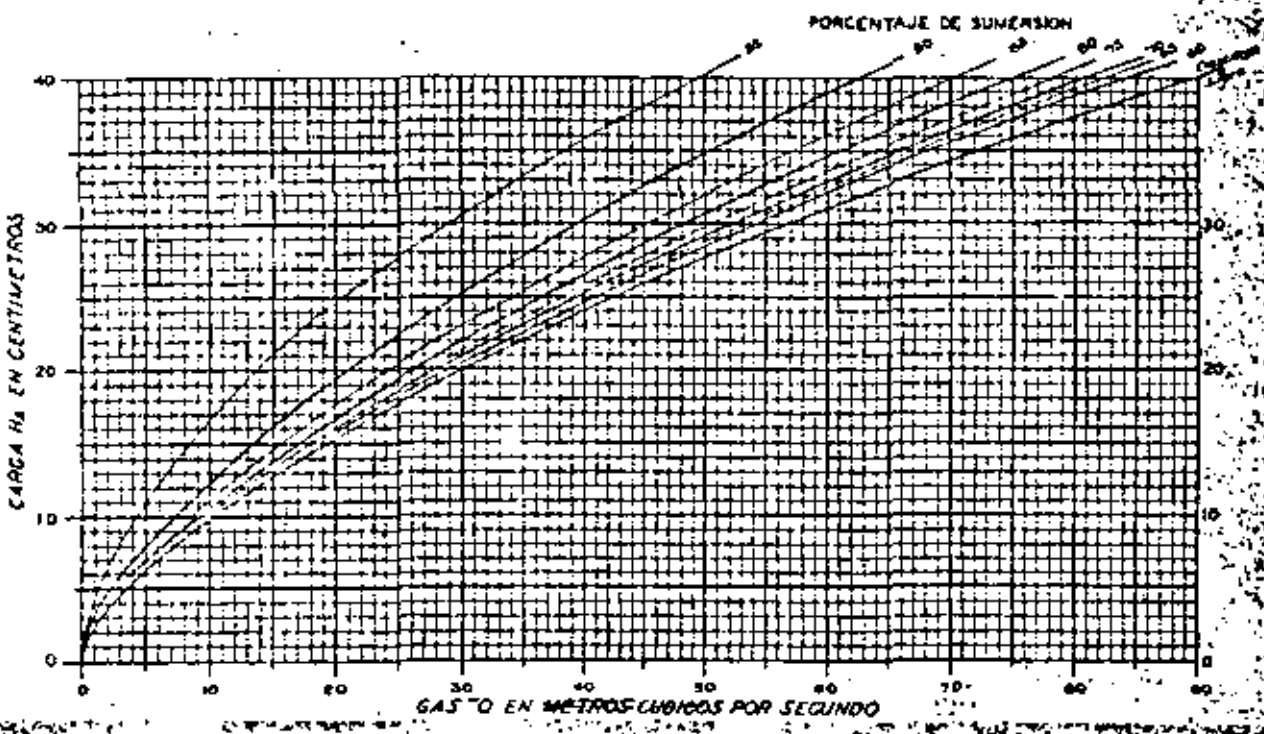


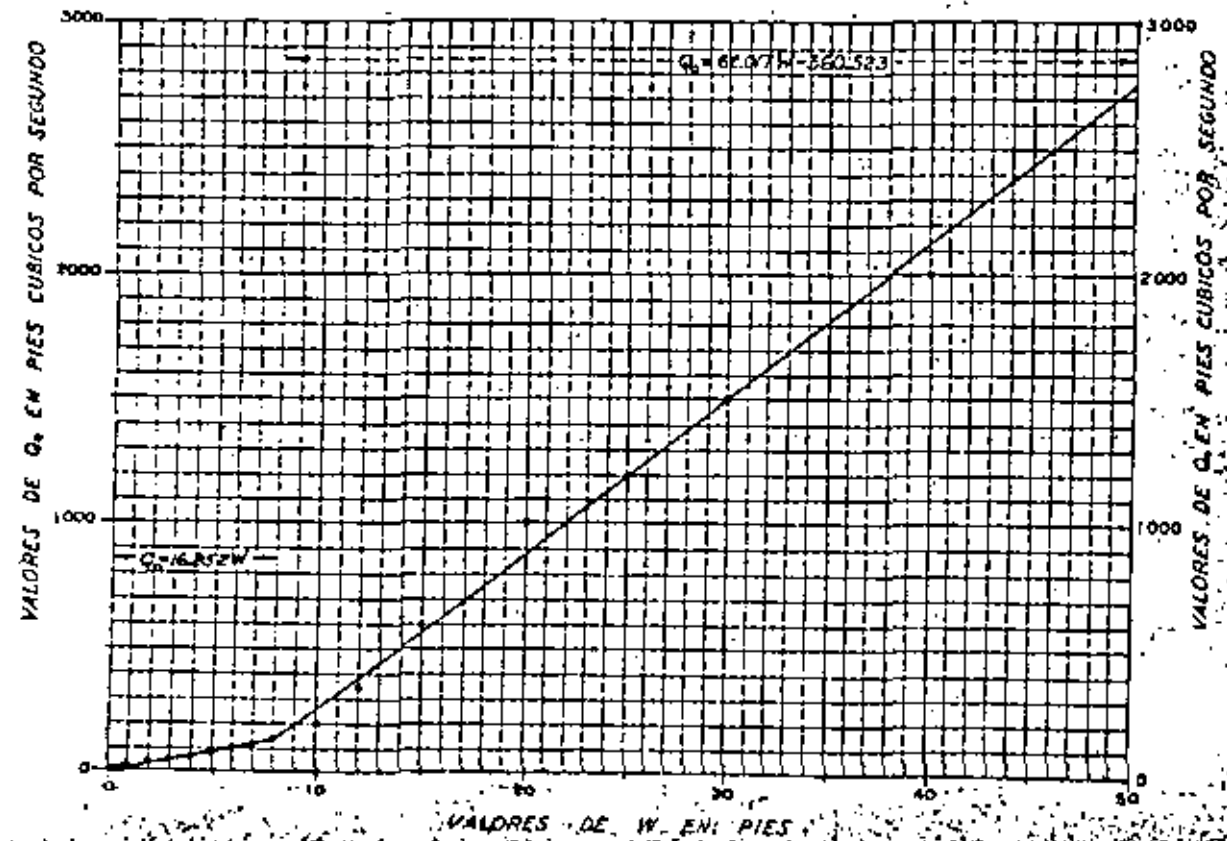
DIAGRAMA DE GASTOS DE UN MEDIDOR PARSHALL DE 0.30 MT.



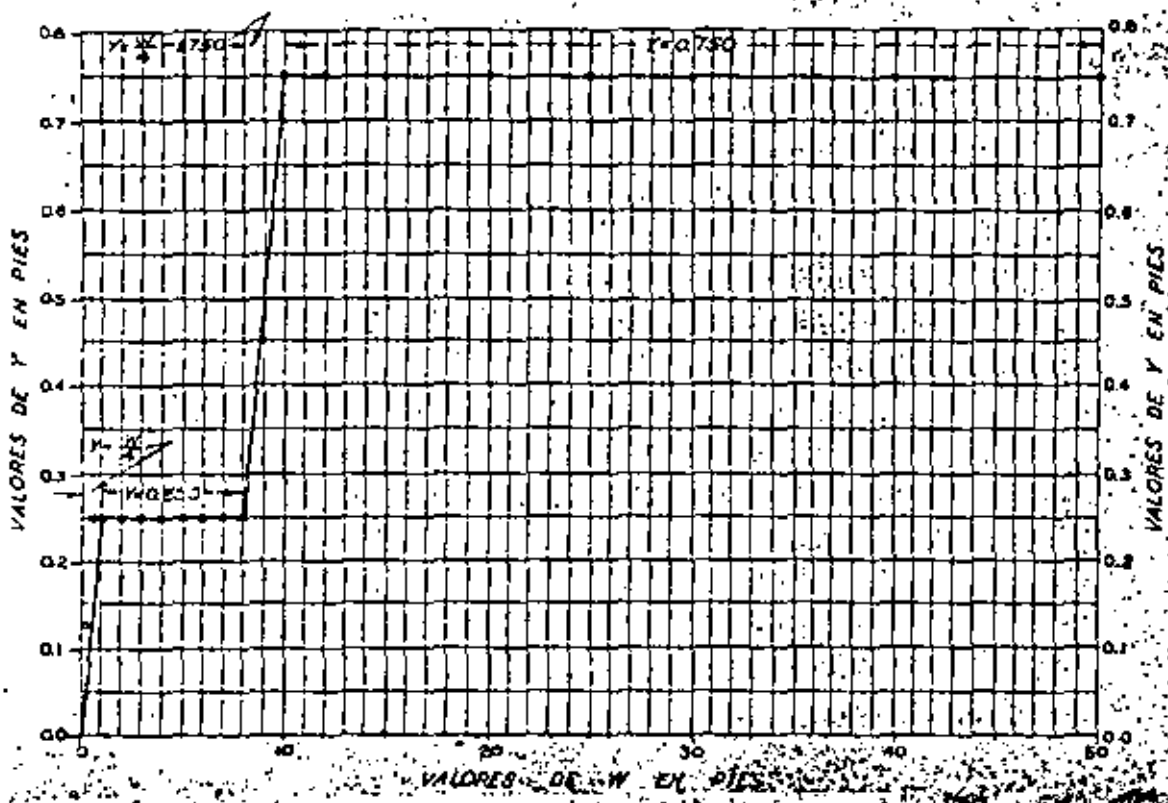
NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN UN MEDIDOR PARSHALL DE 0.15 MT.



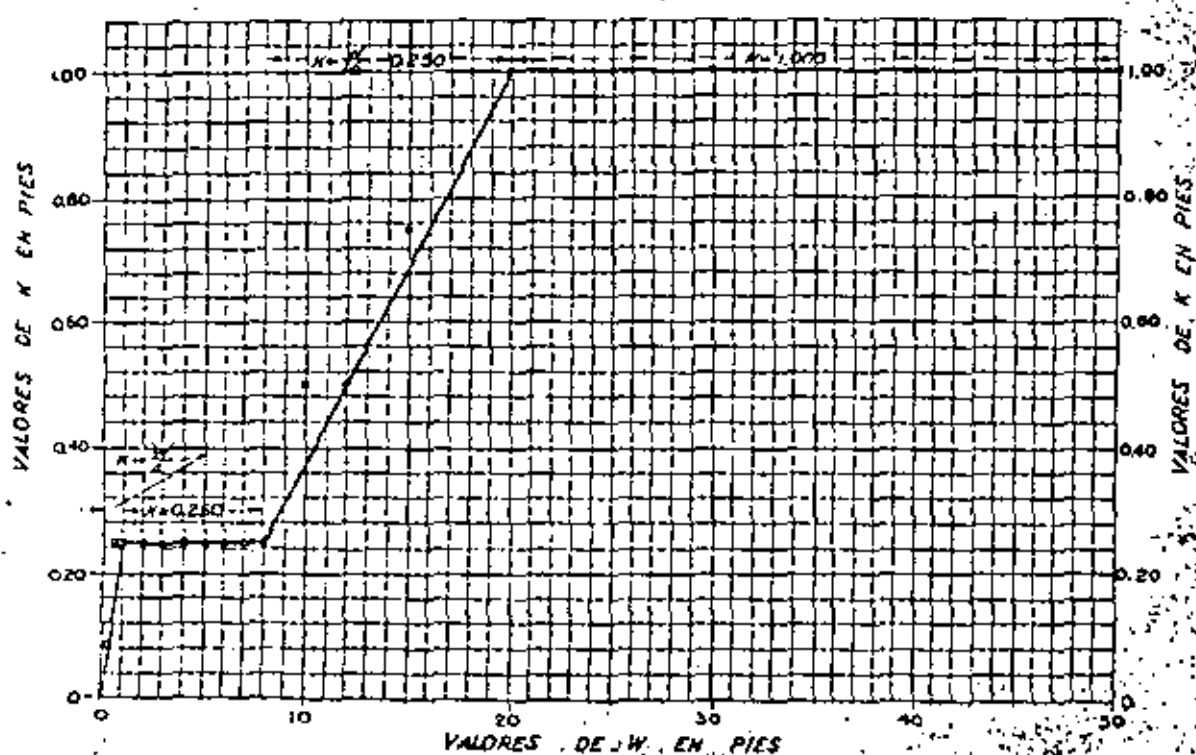
GASTO MAXIMO Q_0 PARA DESCARGA LIBRE EN MEDIDORES PARSHALL



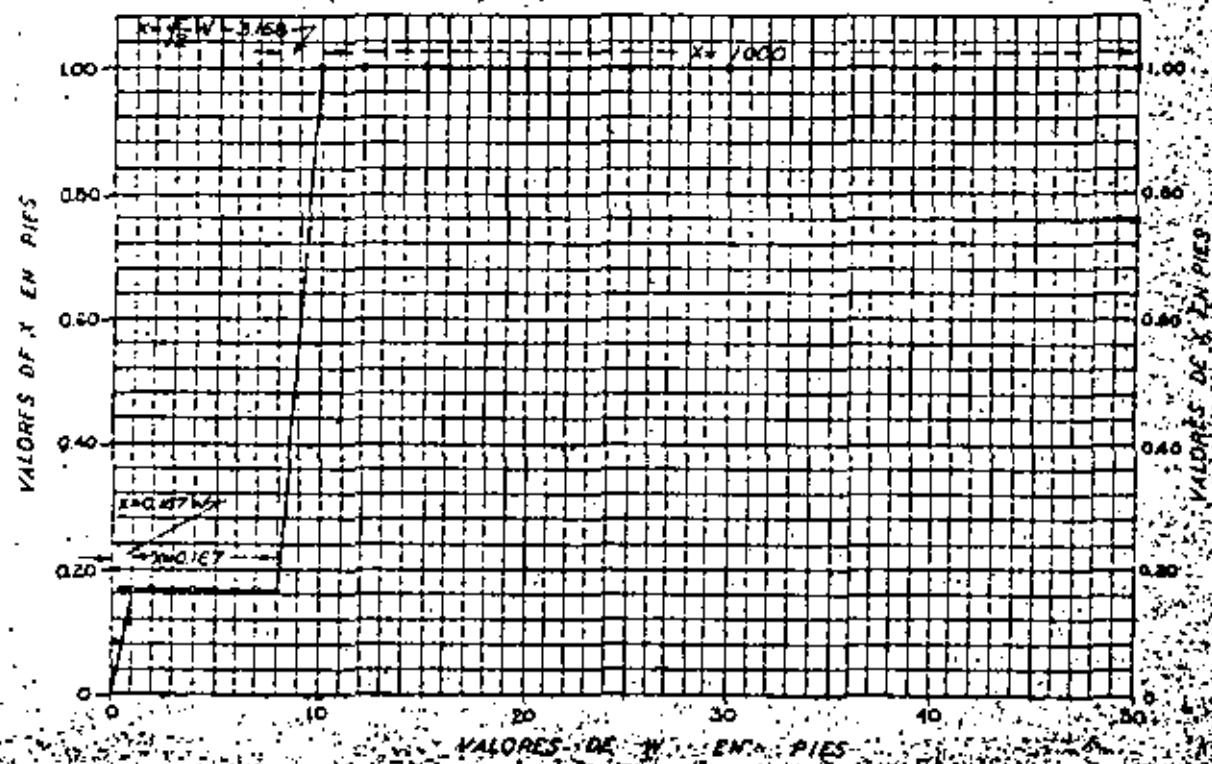
DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL



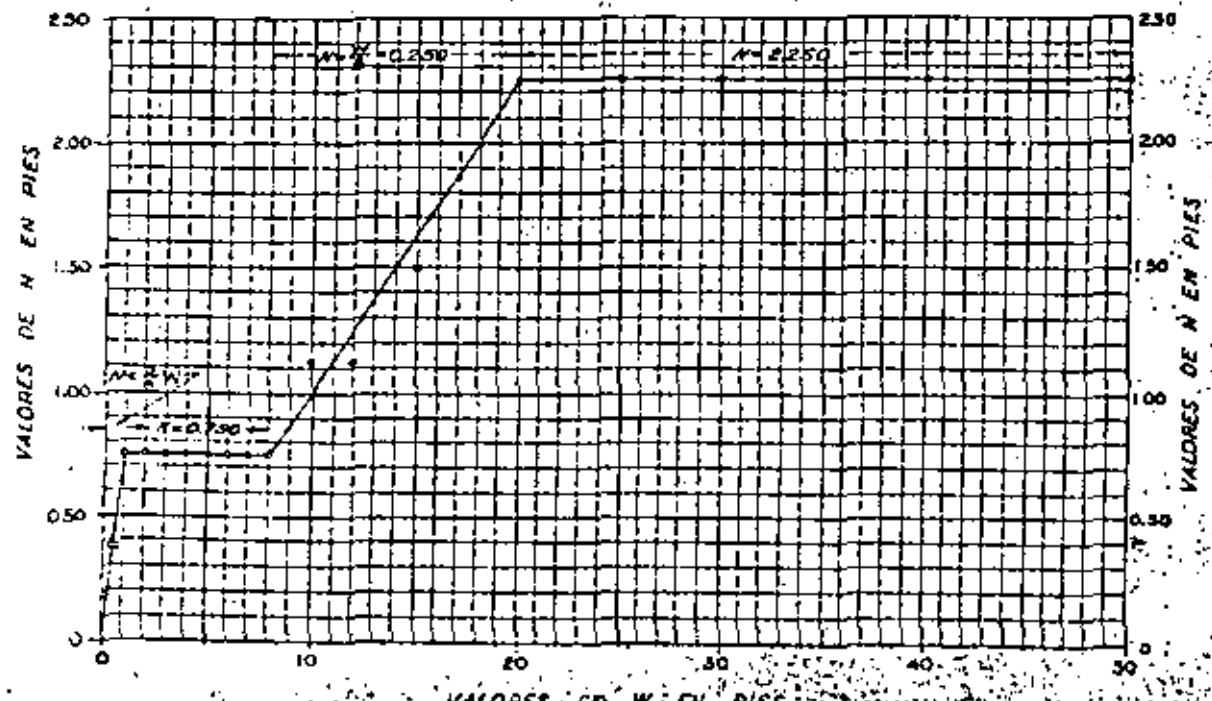
DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL



DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL



DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL



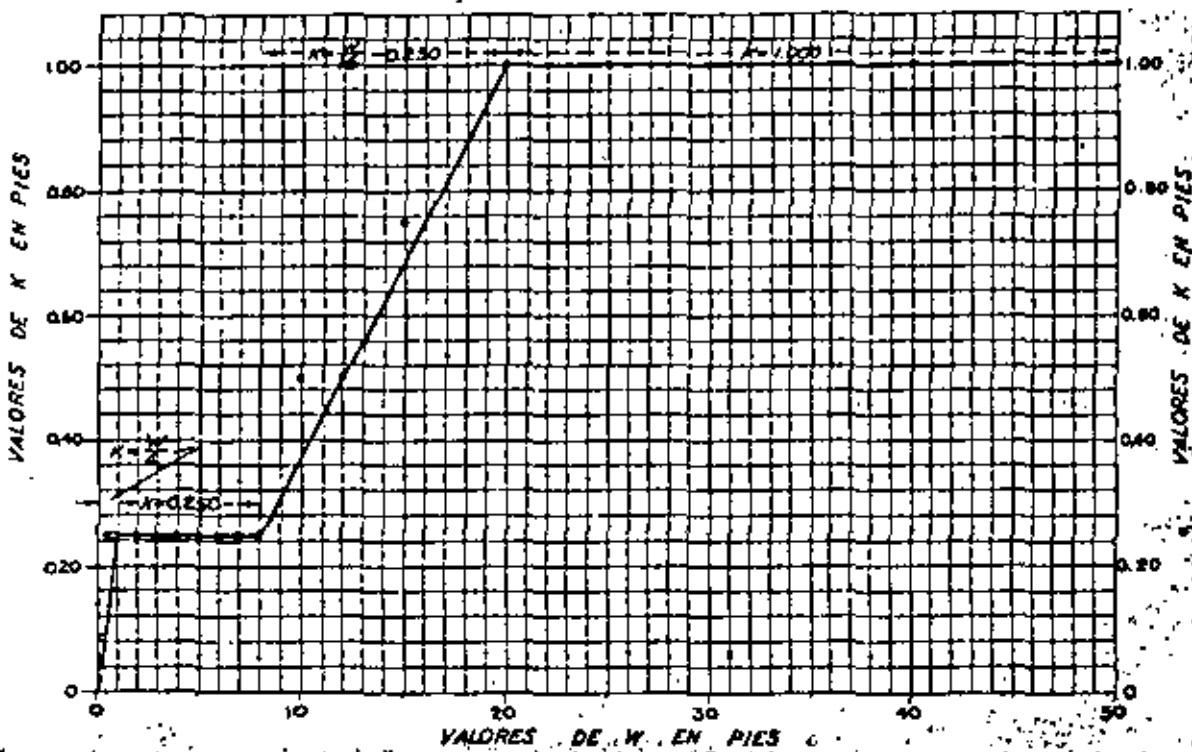
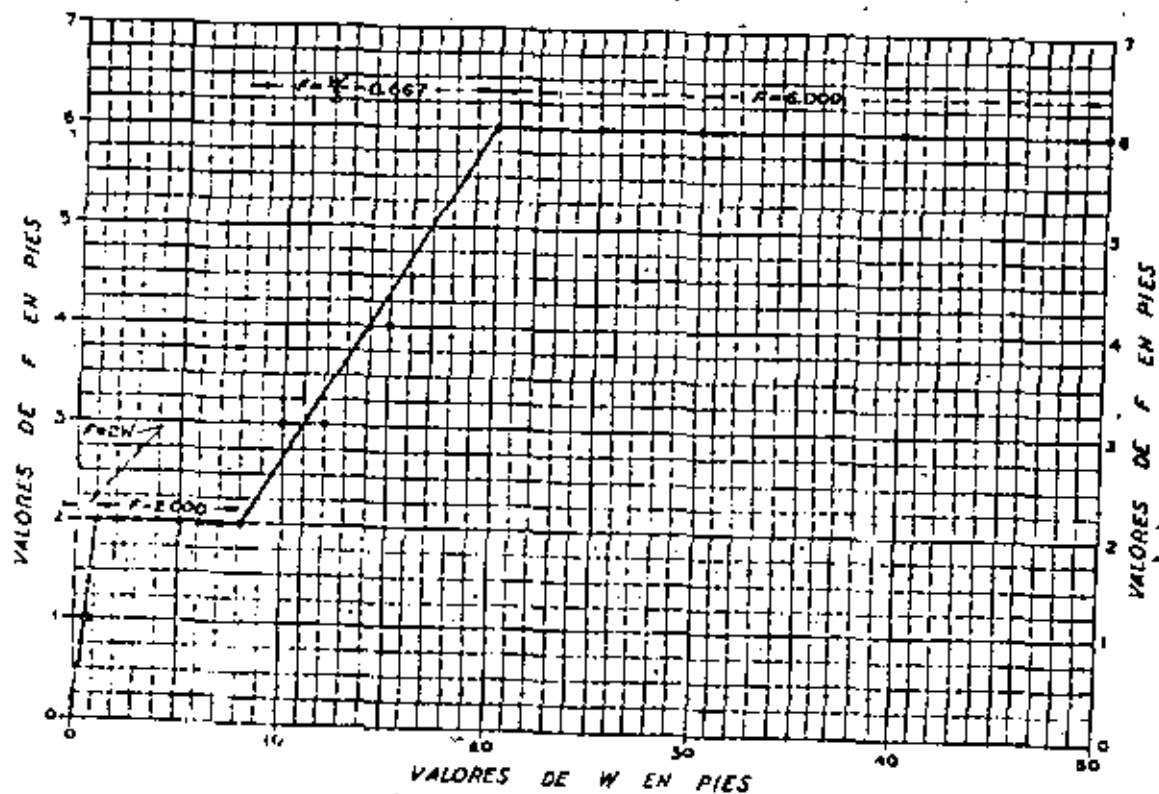
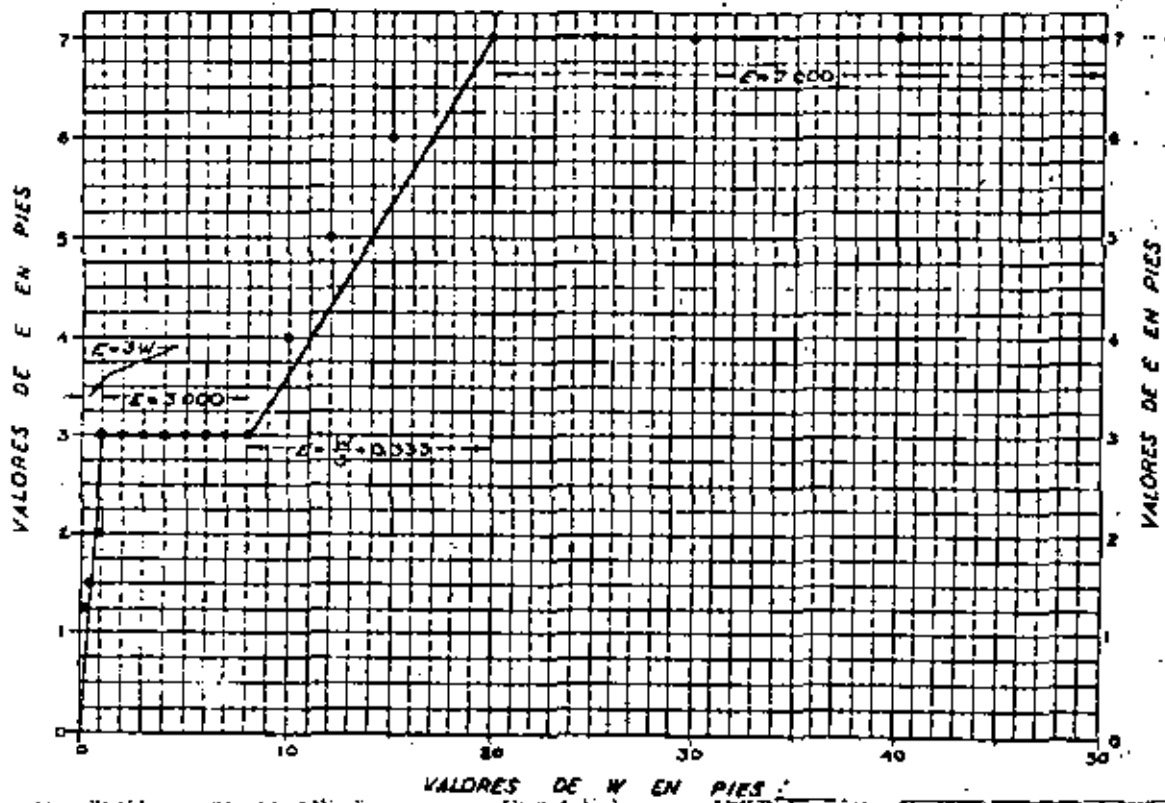


FIG. 17

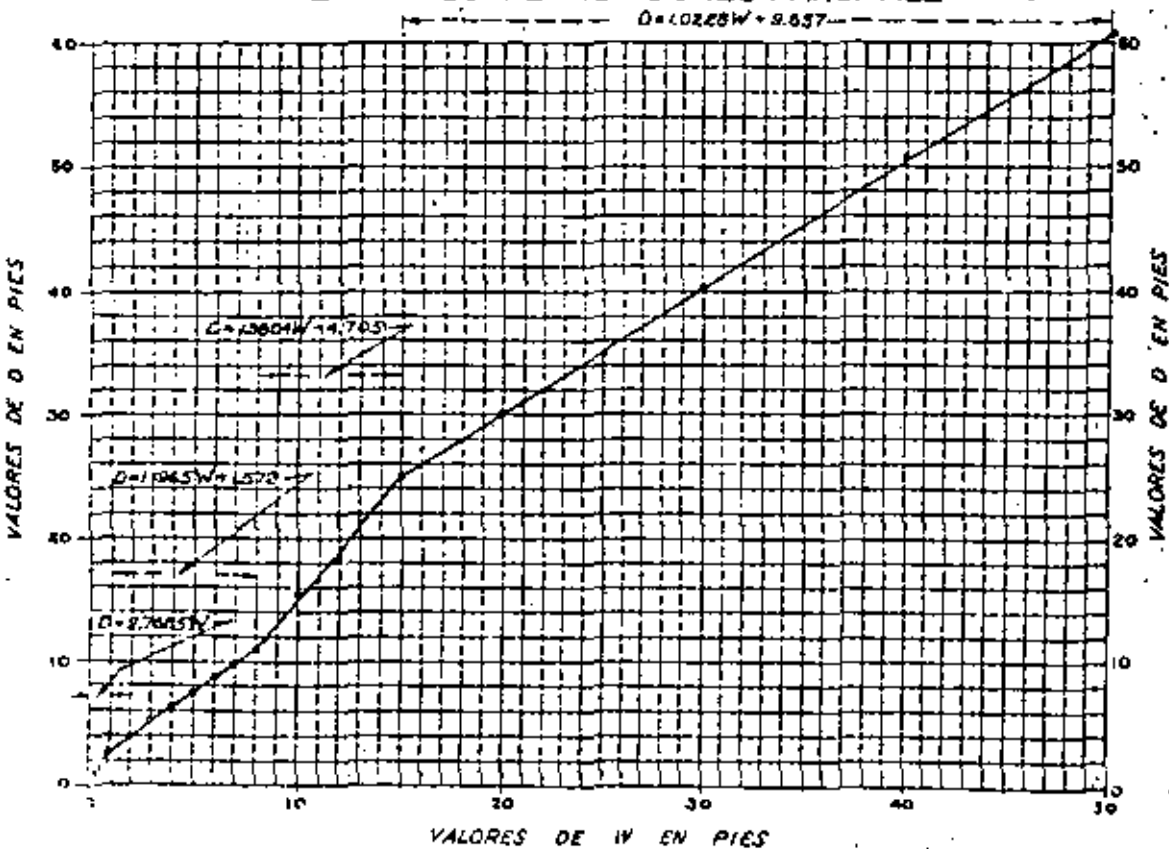
DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL

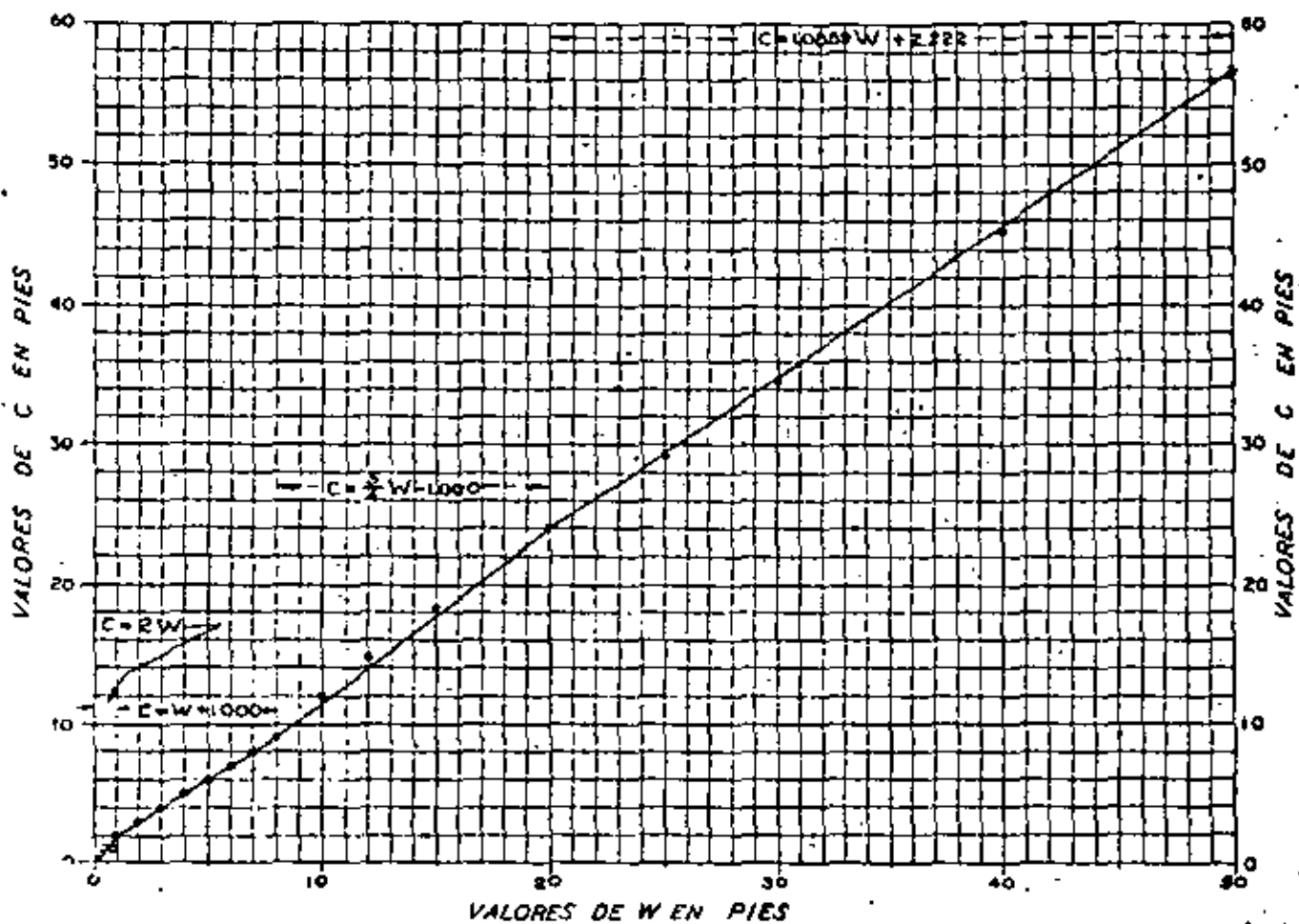


DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL

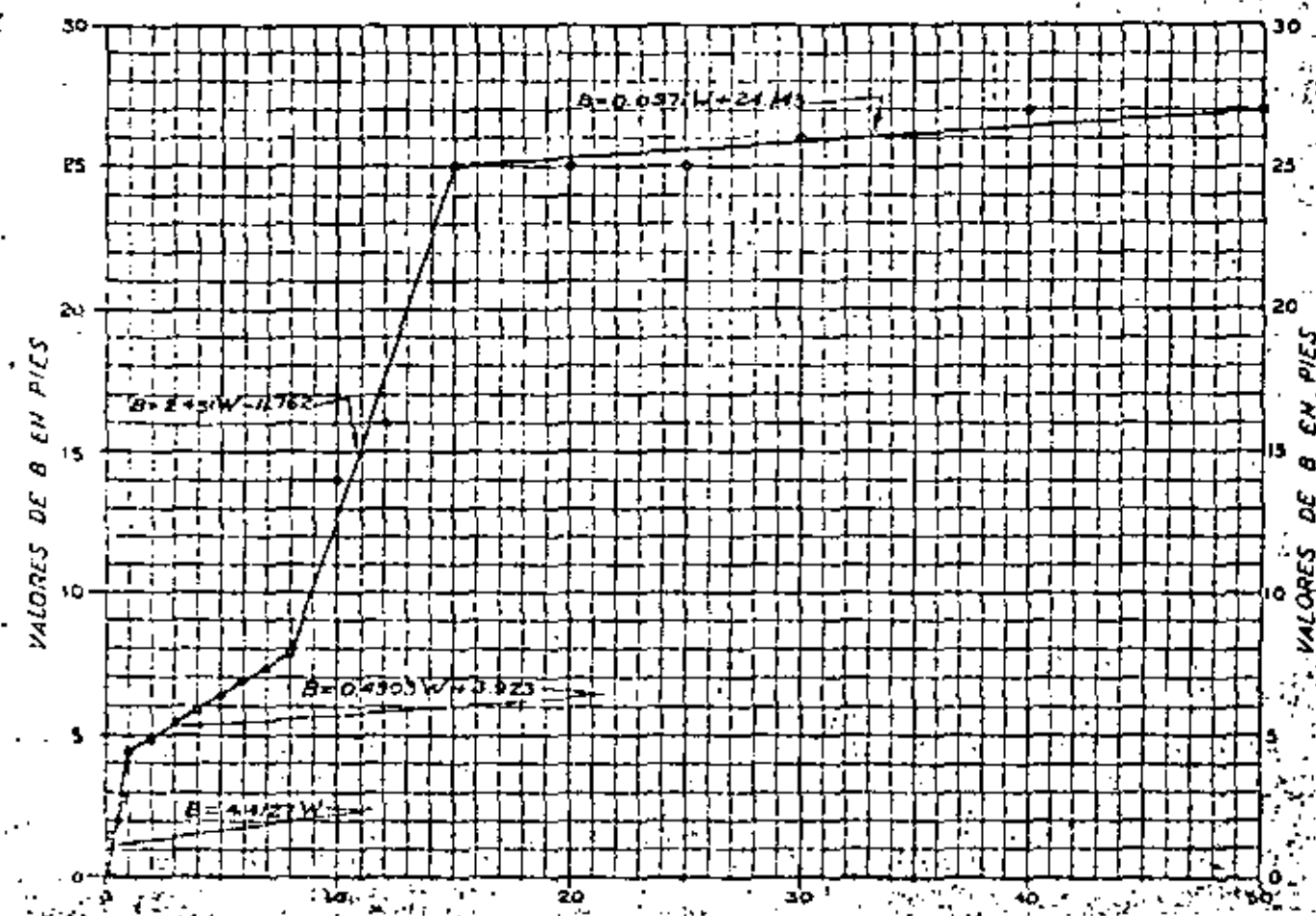


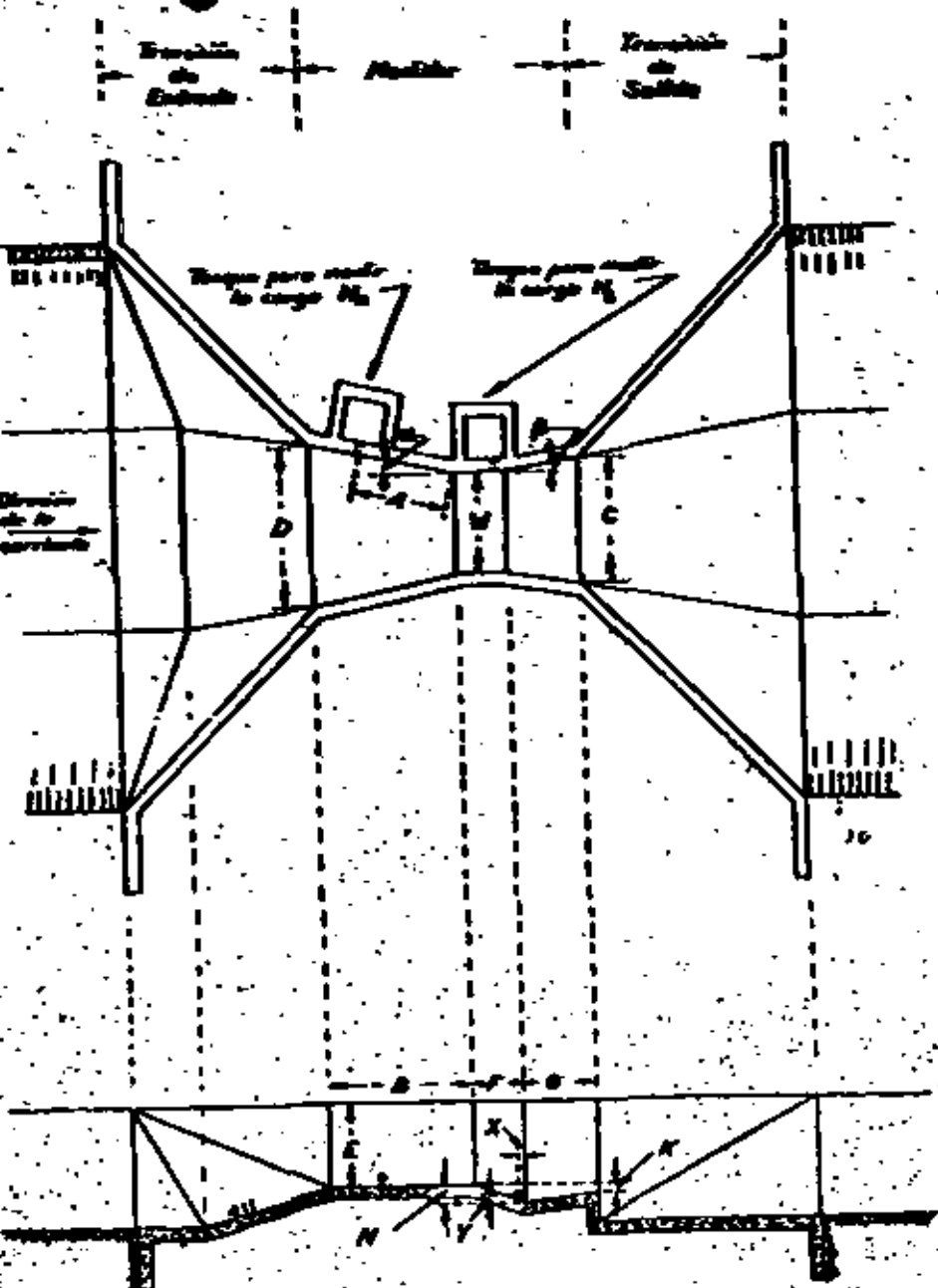
DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL





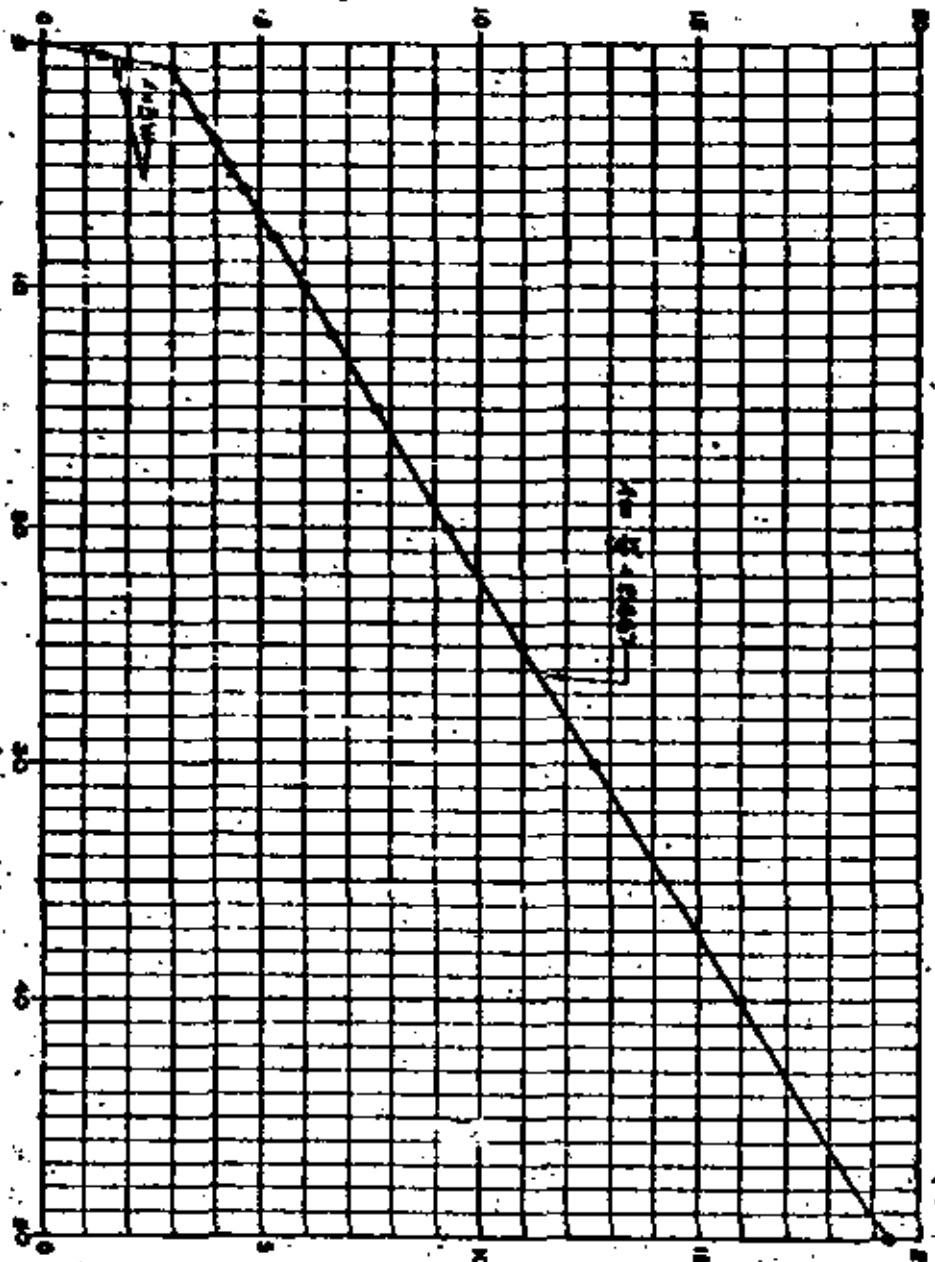
DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL





PLANTA Y SECCION LONGITUDINAL DE UN MEDIDOR PARSHALL

VALORES DE W EN PIES



DIMENSIONES DE MEJORES PARSHALL

MEDIDORES SIN GARGANTA

Se han efectuado ensayos con medidores que a diferencia de los Parshall, tienen el fondo plano y en los que se ha suprimido el tramo estrecho de sección constante llamado garganta.

El comportamiento de éstos medidores ha sido satisfactorio. Pueden funcionar en condiciones de flujo libre o sumergidos.

Operación con flujo libre

En condiciones de flujo libre, el gasto "Q" a través de un medidor sin garganta depende únicamente de la carga "Ha" aguas arriba.

A partir de los datos obtenidos en el laboratorio se ha llegado a la siguiente ecuación de flujo libre

$$Q = C h a^{1.56} \dots\dots\dots 1$$

El valor de "C" para cada tamaño de medidor se obtiene mediante la ecuación:

$$C = 3.50 W^{+.025} \dots\dots\dots 2$$

en la que "W" es la anchura del estrechamiento en pies.

En la tabla 2, aparecen los gastos para medidores hasta de 6 pies y con valores de "ha" entre 0.20 y 2.60 pies.

Operación con flujo sumergido

Para obtener el gasto en estas condiciones es necesario medir el tirante "ha" aguas arriba y el tirante "hb" aguas abajo. Con estos valores se calculan la su-

mersión (hb/ha) y la diferencia (ha - hb) de tirantes.

En la tabla 1, aparecen los valores de la sumersión en la transición "at". Si el porcentaje de sumersión que resulte en un caso particular, es inferior al que aparece en la tabla 1, el medidor trabaja en condiciones de flujo libre, y los gastos se obtienen en la tabla 2.

Si el porcentaje de sumersión es igual o mayor del que aparece en la tabla 1, los gastos se obtienen mediante las gráficas 6 a 14.

máximo de operación se tomará como "Hb" (párrafo 2), y la elevación adicional a que se pueda llegar (párrafo 3) se tomará como $H_a - H_b$. Con este dato puede calcularse la sumersión H_b/H_a . Conocido $H_a - H_b$ y H_a/H_b , se elegirá un tamaño de medidor por medio de las curvas de calibración.

Ejemplo:

Se quiere instalar un medidor para un gasto máximo de 27 pies³/seg.

El tirante máximo correspondiente a este gasto es 1.8 pies. Tomando en cuenta el bordo libre existente en el canal, el nivel del agua no puede incrementarse más de 0.2 de pie, con lo que resulta un tirante máximo de operación de 2.0 pies ($1.8 + 0.2 = 2.0$) aguas arriba del medidor.

Por lo tanto contamos con los siguientes datos:

$$H_b = 1.8 \text{ pies.}$$

$$H_a = 2.0 \text{ pies.}$$

$$H_a - H_b = 2.0 - 1.8 = 0.2 \text{ pies.}$$

$$H_b/H_a = 1.8/2.0 = 0.90 = 90\%.$$

Entraremos a las tablas de calibración para un medidor de 2 pies. Con el valor de $H_a - H_b = 0.2$ pies y siguiendo verticalmente en la gráfica hasta encontrar el grado de sumersión de 90%, leeremos a la izquierda una descarga de 18.5 pies³/seg. Como vemos se requiere un medidor de mayor tamaño.

Si ahora entramos a las tablas de calibración de un medidor de 3 pies, encontraremos con el valor $H_a - H_b = 0.2$ pies y el 90% de sumersión, una descarga de 27.8 pies³/seg. que es un poco mayor que el gasto máximo en el canal (27 pies³/seg).

Puede utilizarse un medidor de 3 pies.

MANTENIMIENTO

Posteriormente a la correcta instalación de un medidor Parshall, es necesario el mantenimiento periódico para asegurar una satisfactoria operación. Debe removerse el lodo y los desperdicios que lleguen a acumularse en las paredes de la entrada. Las paredes en los medidores de acero pueden desarrollar incrustaciones que tienen que removerse con un cepillo de alambre de acero. Una vez raspadas las paredes, se les aplicará una pintura asfáltica que retardará la formación de incrustaciones.

Es normal que los medidores Parshall sufran asentamientos después de un cierto período de operación. El nivel de la entrada debe comprobarse después de algunos meses de instalado, lo mismo que una o más veces al año.

INSTALACION DEL MEDIDOR CON FLUJO LIBRE

El procedimiento de instalación de un medidor Parshall en un canal, para asegurar el flujo libre se describe a continuación:

- 1) Determinar el gasto máximo que se va a medir.
- 2) Localizar el nivel superior del agua en el lugar donde se instalará el medidor y determinar el tirante máximo.
- 3) Seleccionar en la tabla de gastos (tabla 1) el tirante "Ha" que corresponde a la máxima descarga del canal. - Por ejemplo, suponiendo que se vaya a usar un medidor de 2 pies, para una descarga máxima de 27 pies³/seg. - el tirante "Ha" en la cresta es de 2.19 pies.
- 4) Colocar el piso del medidor a una profundidad que no exceda la sumersión multiplicada por "Ha" $(S_t \times H_a)$ por debajo del nivel superior del agua (fig. 1). En general, el piso del medidor debe colocarse tan elevado respecto al canal, como la pendiente y otras condiciones lo permitan.

Como ejemplo, se muestra en la figura 1 un medidor de 2 pies.

La sumersión de transición para un medidor de 2 pies es de 66%. La descarga máxima es de 27 pies³/seg. para la cual en condiciones de flujo libre, el valor "Ha" es de 2.19 pies. Multiplicando "Ha" (2.19) por la sumersión de la transición (0.66) obtenemos tirante en el piso del medidor de 1.45 pies $(2.19 \times 0.66 = 1.45)$.

Por lo tanto la cresta del medidor no debe colocarse más abajo de 1.45 pies del nivel original máximo del agua. La pérdida de carga será la diferencia entre 2.19 y 1.45 - pies, que es 0.74 pies. Si se considera excesiva esta pérdida de carga, deberá utilizarse un medidor más grande, con lo que se consigue una reducción de la pérdida.

INSTALACION DEL MEDIDOR CON FLUJO SUMERGIDO

24

En algunos casos existen condiciones, como la de una pendiente insuficiente, en los que es imposible o impráctico colocar un medidor que opere en condiciones de flujo libre. En esos casos el medidor tiene que operarse en condiciones de flujo sumergido. La ventaja principal de la operación en condiciones de sumersión, es la menor pérdida de carga que se produce en el paso por el medidor. Las reducciones en la pérdida de carga (en relación con la que se produciría en el flujo libre) pueden hacer innecesario elevar el nivel aguas arriba del medidor para conservar el gasto del canal.

El procedimiento para instalar un medidor Parshall que opere en condiciones de sumersión se describe a seguir:

- 1) Establecer el gasto máximo que se medirá.
- 2) Localizar el nivel superior del agua y determinar el tirante máximo de operación.
- 3) Tomando en cuenta la magnitud del bordo libre con la máxima descarga y el máximo tirante, determinar cuánto puede elevarse la superficie del agua aguas arriba del medidor.
- 4) Elegir el tamaño del medidor por tanteos utilizando las curvas de calibración para flujo sumergido. Considerando el piso del medidor aproximadamente a la misma elevación que el fondo del canal, el tirante

Supóngase que es necesario encontrar el tamaño mínimo de un medidor para una descarga máxima de 10 pies³/seg. El tirante máximo en el canal de que se trata, correspondiente a 10 pies³/seg es de 0.8 pies. El tirante puede tener una elevación adicional de 0.5 pies. Por lo tanto, después de la instalación, el tirante máximo aguas abajo permanecerá de 0.8 pies y el tirante máximo aguas arriba será de 1.3 pies (0.8 + 0.5 = 1.3). La sumersión será de 62% ($0.8/1.3 = 0.62$).

Con el valor de 62% se entra a la gráfica en la parte inferior izquierda y se sigue una línea vertical hasta alcanzar la curva correspondiente a 10 pies³/seg. A partir de esta intersección se continúa horizontalmente hacia la derecha hasta encontrar la línea vertical correspondiente a 0.5 pies de pérdida de carga. Este punto de intersección coincide aproximadamente con la diagonal correspondiente a un ancho del estrechamiento de 2 pies. Por lo tanto, se usará un medidor de 2 pies.

Normalmente, el ancho del medidor es entre un tercio y un medio del ancho del canal. La selección final se basa generalmente en factores económicos.

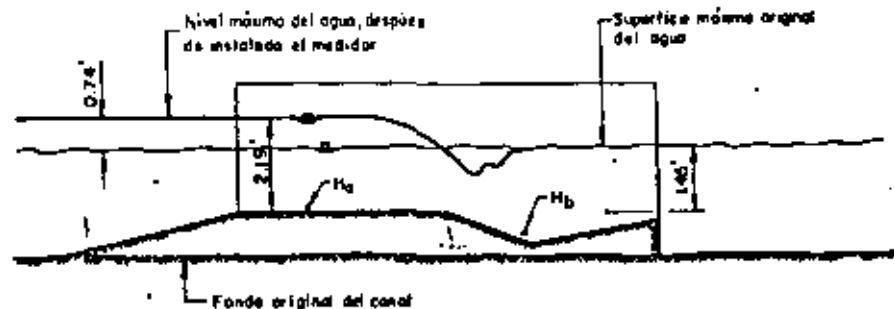


FIGURA 1

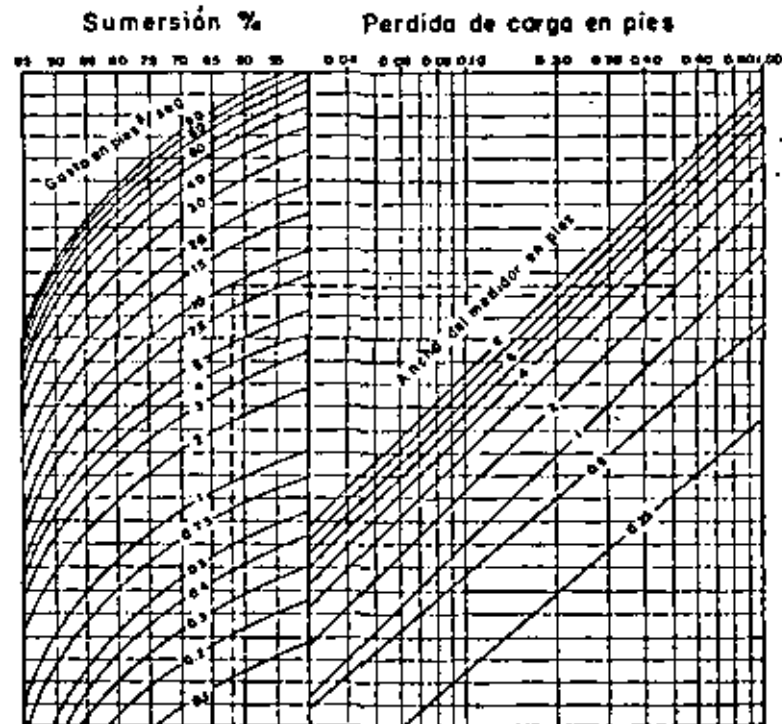


FIGURA 2

TRANSICIONES, RESULTA QUE NO PUEDE CONSIDERARSE A LA ALTURA Z MÁS QUE COMO ALTURA APROXIMADA A QUE DEBE INSTALARSE EL MEDIDOR, Y YA QUE ESTE VALOR — ESTÁ NECESARIAMENTE AFECTADO DE ERROR, ES PRUDENTE CONSIDERAR EL VALOR ENCONTRADO COMO UNA INDICACIÓN DE CUÁL DEBE SER EL VALOR CORRECTO. AL INSTALAR EL MEDIDOR SE LE DEBE COLOCAR A UNA ALTURA MAYOR QUE LA CALCULADA SIN ALEJARSE DEMASIADO DEL VALOR CALCULADO. PARA EL CASO DEL EJEMPLO, EL MEDIDOR DE 1.25 DEBERÍA INSTALARSE A 0.53 MT., ES DECIR, CINCO CENTÍMETROS MÁS ALTO QUE EL VALOR CALCULADO, SOBRE LA PLANTILLA DEL CANAL.

INSTALACION DE MEDIDORES PARSHALL

NO
NO

Debe comenzarse por elegir el lugar de la instalación, colocando el medidor en un tramo recto.

Conviene que sea cerca de una derivación o — compuerta reguladora, si las condiciones de operación requieren variaciones frecuentes del gasto. Sin embargo, — no debe estar demasiado cerca de una compuerta pues la — operación de ésta puede producir remansos bruscos.

Una vez elegido el sitio, es necesario determinar el gasto máximo que tendrá que medirse, el tirante correspondiente a éste gasto y la magnitud de la pérdida admisible en el paso por el medidor. Para propósitos prácticos, puede suponerse que la pérdida de carga es igual a la diferencia de elevaciones de la superficie del agua a la entrada y la salida de la estructura. Después de instalarse un medidor Parshall, el tirante aguas abajo permanece esencialmente el mismo que antes de la instalación, — en tanto que el tirante aguas arriba se incrementa en una magnitud aproximadamente igual a la pérdida de carga.

La variación del tirante en un canal después de instalarse un medidor Parshall se muestra en la figura 1. La magnitud de la pérdida de carga admisible a través del medidor, de ordinario tiene limitaciones en función — de los bordos del canal aguas arriba. El diagrama de la figura 2 (Parshall, 1941) se preparó para auxiliar en la selección del tamaño adecuado del medidor.

El uso del diagrama se ilustra con el siguiente ejemplo:

QUE EL MÁXIMO CAJARA CON SUMERSIÓN, PODRÍA ADMITIRSE QUE EL MEDIDOR DE 1.50 PARA EL GASTO MÁXIMO DE DOS METROS CÚBICOS TRABAJA CON UN GRADO DE SUMERSIÓN DE 0.80, CON EL CUAL LA PÉRDIDA DE CARGA SERÍA UN POCO MENOR QUE NUEVE CENTÍMETROS Y PROVOCARÍA UN TIRANTE ARRIBA DEL MEDIDOR DE 1.09 METROS, TIRANTE QUE ESTÁ YA BIEN DENTRO DE LO ADMISIBLE.

ALTURA DE LA CRESTA.

UNA VEZ DETERMINADO EL TAMAÑO ADECUADO DEL MEDIDOR, DEBE CALCULARSE LA ALTURA DE LA CRESTA SOBRE EL NIVEL DE LA PLANTILLA DEL CANAL, PUES DE ELLO DEPENDE QUE LA ESTRUCTURA TRABAJE SATISFACTORIAMENTE.



Fig. n.º 13

EN LA FIGURA NO. 13, LA LÍNEA R R INDICA EL NIVEL DEL AGUA EN EL CANAL CORRESPONDIENTE A UN GASTO DADO SI NO EXISTIERA MEDIDOR. SE CONSIDERA QUE ESTA LÍNEA, ASÍ COMO LA QUE REPRESENTA EL FONDO DEL CANAL, SON HORIZONTALES. LA ALTURA DE LA CRESTA DEL MEDIDOR CON RESPECTO A LA PLANTILLA DEL CANAL, SE SIMBOLIZA EN DICHA FIGURA CON LA LETRA Z; LA PÉRDIDA DE CARGA PRODUCIDA POR EL MEDIDOR SE DESIGNA POR LA LETRA P.

SIN GRANDE ERROR, SE TIENE

$$Z = H + P - H_A \dots\dots\dots(58)$$

H_A ES LA CARGA EN EL MEDIDOR CORRESPONDIENTE AL GASTO QUE EN EL CANAL INMEDIATAMENTE ABAJO DEL MEDIDOR, PRODUCE EL TIRANTE H. ESTA ECUACIÓN ES LA QUE SE EMPLEA PARA CALCULAR LA ALTURA Z A QUE DEBE COLOCARSE LA CRESTA DEL MEDIDOR SOBRE LA PLANTILLA DEL CANAL.

SI SE CONTINÚA CON EL EJEMPLO QUE SIRVIÓ PARA ILUSTRAR LA MANERA DE DETERMINAR EL TAMAÑO ADECUADO DEL MEDIDOR, SE DEBE ENCONTRAR LA CARGA H_A QUE CORRESPONDE AL GASTO MÁXIMO DE 2,000 LITROS POR SEGUNDO, TRABAJANDO CON EL GRADO DE SUMERSIÓN FIJADO PREVIAMENTE EN 0.70. DE ACUERDO CON LOS NOMOGRAMAS CORRESPONDIENTES A LOS MEDIDORES DE 1.25; 1.50 Y 1.75 METROS, SE TIENE:

PARA EL MEDIDOR DE 1.25	$H_A = 0.79$ MT.
" " " " " 1.50	$H_A = 0.70$ "
" " " " " 1.75	$H_A = 0.63$ "

70
m

CON ANTERIORIDAD SE HAN DETERMINADO LAS PÉRDIDAS DE CARGA CORRESPONDIENTES, Y SUSTITUYENDO ESTOS VALORES EN LA ECUACIÓN (58), SE TIENE:

PARA EL MEDIDOR DE 1.25:

$$Z = 1.00 + 0.27 - 0.79 = 0.48 \text{ MT.}$$

PARA EL MEDIDOR DE 1.50:

$$Z = 1.00 + 0.23 - 0.70 = 0.53 "$$

PARA EL MEDIDOR DE 1.75:

$$Z = 1.00 + 0.21 - 0.63 = 0.58 "$$

PARA EL MEDIDOR DE 1.25, QUE FUE EL ADOPTADO, LA ALTURA DE LA CRESTA SOBRE LA PLANTILLA DEL CANAL DEBE SER DE 0.48 MT., DE ACUERDO CON LOS CÁLCULOS ANTERIORES. SIN EMBARGO, TENIENDO EN CUENTA QUE LOS DATOS QUE SE USARON PARA ESTOS CÁLCULOS APENAS SON APROXIMADOS Y POR OTRA PARTE QUE LA PÉRDIDA DE CARGA P QUE HA FIGURADO EN ESTOS CÁLCULOS NO INCLUYE A LA PRODUCIDA POR LAS

ESTOS DATOS UNIDOS A UN NÚMERO REDUCIDO DE AFOROS, PERMITAN CALCULAR EL VALOR DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD n Y SEA YA FÁCIL CONSTRUIR UNA CURVA DE GASTOS - MÁS O MENOS APROXIMADA, USANDO LA FÓRMULA DE LOS CANALES.

LA SELECCIÓN DEL TAMAÑO DEL MEDIDOR SE ILUSTRAR EN SIGUIENTE CON UN EJEMPLO.

SE INTENTA INSTALAR UN MEDIDOR PARSHALL EN UN CANAL PARA MEDIR UN GASTO MÁXIMO DE 2,000 LITROS POR SEGUNDO. LA ANCHURA EN LA PLANTILLA DEL CANAL ES DE 2.50 METROS Y EL TALUD ES DE $1\frac{1}{2}$ POR UNO. SE HA CONSTRUIDO UNA CURVA DE GASTOS APROXIMADA, QUE PERMITE TENER UNA IDEA DEL TIRANTE h EN EL LUGAR DONDE VA A INSTALARSE EL MEDIDOR PARA LOS DIVERSOS GASTOS EN EL CANAL, COMO SIGUIENTE.

TIRANTE h EN METROS	GASTO Q EN LITROS POR SEGUNDO.
0.25	165
0.50	550
0.75	1 140
1.00	1 960
1.25	3 010

EL CANAL ARRIBA DEL MEDIDOR PUEDE ADMITIR UN TIRANTE HASTA DE 1.30 METROS, SIN PONER EN PELIGRO A LOS BORDOS NI AFECTAR A LA BOCA-TOVA. SE DEBEA QUE AUN PARA EL GASTO MÁXIMO, EL MEDIDOR TRABAJE CON DESCARGA LIBRE.

DE ACUERDO CON LA TABLA NO. 2, TIENEN LA CAPACIDAD REQUERIDA LOS MEDIDORES DE 1.25, 1.50 Y 2.00 METROS; DE ENTRE ELLOS DEBE SELECCIONARSE AL MÁS ADECUADO. COMO SE REQUIERE QUE AUN PARA EL GASTO MÁXIMO DE DOS METROS CÚBICOS POR SEGUNDO, EL MEDIDOR TRABAJE CON DESCARGA LIBRE, TIENE QUE SUPONERSE QUE PARA ESE GASTO EL GRADO DE SUMERSIÓN HA DE SER DE 0.70. LA PÉRDIDA DE CARGA --

PRODUCIDA POR CADA UNO DE ESTOS MEDIDORES TRABAJANDO EN ESTAS CONDICIONES CON EL GASTO MÁXIMO ES, DE ACUERDO CON EL NOMOGRAMA RESPECTIVO:

MEDIDOR DE 1.25 MTS.	$P = 0.27$ MT
" " 1.50 "	$P = 0.23$ "
" " 1.75 "	$P = 0.21$ "

20

ANTES DE INSTALAR EL MEDIDOR, CUANDO EL GASTO ES DE DOS METROS POR SEGUNDO, EL TIRANTE ES DE 1.00 METRO, DE MANERA QUE DESPUÉS DE INSTALADO EL MEDIDOR, EL TIRANTE AGUAS ARRIBA DE LA ESTRUCTURA SERÍA DE 1.27 PARA EL MEDIDOR DE 1.25; DE 1.23 PARA EL DE 1.50 Y DE 1.21 PARA EL MEDIDOR DE 1.75.

PUEDE VERSE QUE CUALQUIERA DE LOS MEDIDORES CONSIDERADOS ES ADMISIBLES EN LO QUE SE REFIERE A LOS EFECTOS QUE OCASIONA SU INSTALACIÓN HACIA AGUAS ARRIBA, PUES NINGUNO DE ELLOS PRODUCE UN TIRANTE MAYOR QUE 1.30 PODRÍA ADOPTARSE COMO MÁS ADECUADO AL MEDIDOR DE 1.25 POR SER EL DE CONSTRUCCIÓN MÁS BARATA, PERO SIN EMBARGO, SE DEBE ADOPTAR EL DE 1.50 YA QUE ES SÓLO LIGERAMENTE MÁS CARO QUE EL DE 1.25 Y LA PEQUEÑA DIFERENCIA EN EL COSTO DE CONSTRUCCIÓN QUEDA JUSTIFICADA CON EL MAYOR MÁRGEN DE SEGURIDAD EN LA CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA Y EN VIRTUD DE QUE SE DISMINUIRÍA UN POCO LA VELOCIDAD DEL AGUA EN LA SALIDA DEL MEDIDOR.

SI EN EL EJEMPLO ANTERIOR, EL TIRANTE ADMISIBLE ARRIBA DEL MEDIDOR FUERA DE 1.20 METROS, EN LUGAR DE 1.30 TENDRÍA QUE ESTUDIARSE LA CONVENIENCIA DE INSTALAR UN MEDIDOR DE 1.75 O QUIZÁ DE 2.00 METROS, EL CUAL PRODUCIRÍA UNA PÉRDIDA DE CARGA DE 0.20 Y PROVOCARÍA UN TIRANTE AGUAS ARRIBA, DE 1.20; SIN EMBARGO, UN MEDIDOR DE 2.00 METROS ES APRECIABLEMENTE MÁS CARO Y MENOS PRECISO QUE EL DE 1.50. EN ESTE CASO DEBERÍA ADOPTARSE AL MEDIDOR DE 1.50, PERO TENDRÍA QUE ADMITIRSE QUE PARA GASTOS MENORES

SELECCIÓN DEL TAMAÑO DEL MEDIDOR.

SIN EMBARGO, HAY OTRAS CONSIDERACIONES QUE HACEN QUE LA MAYORÍA DE LOS CASOS EL MEDIDOR QUE SE INSTALE NO SEA EL MEDIDOR MÁS PEQUEÑO. ESTAS CONSIDERACIONES SE INDICAN A CONTINUACIÓN:

CUANDO SE PROYECTA INSTALAR UN MEDIDOR PARSHALL, ES NECESARIO DETERMINAR PREVIAMENTE CUAL ES EL TAMAÑO ADECUADO DE LA ESTRUCTURA, DADAS LAS CONDICIONES DEL CASO PARTICULAR DE QUE SE TRATA.

UN MEDIDOR PEQUEÑO ORIGINA UNA PÉRDIDA DE CARGA FUERTE, QUE SE TRADUCE EN UN APRECIABLE AUMENTO EN EL TIRANTE DEL CANAL AGUAS ARRIBA DEL MEDIDOR, QUE PUEDE PONER EN PELIGRO AL CANAL, REDUCIENDO EL SOBREE-BORDO, Y SI EL MEDIDOR ESTÁ CERCA DE LA BOCA-TOMA QUE ALIMENTA EL CANAL EN QUE ESTÁ INSTALADO, AÚN PUEDE HACER IMPOSIBLE OCORRIR HACIA EL CANAL EL GASTO PARA EL CUAL ESTÁ PROYECTADO.

ES DESDE LUEGO NECESARIO CONOCER EL GASTO MÁXIMO QUE LA ESTRUCTURA ESTÁ DESTINADA A MEDIR. PARA ESTABLECER ESTE GASTO MÁXIMO, DEBEN CONSIDERARSE LAS FUTURAS AMPLIACIONES DEL CANAL EN EL QUE VA A INSTALARSE EL MEDIDOR. LA ESTRUCTURA DEBE SATISFACER LA CONDICIÓN DE SER CAPAZ DE MEDIR ESTE GASTO MÁXIMO. COMO PUEDE VERSE EN LA TABLA NO. 2, DADO UN GASTO MÁXIMO, EXISTEN VARIOS TAMAÑOS DE MEDIDORES CAPACES TODOS ELLOS DE MEDIRLO Y ES NECESARIO SELECCIONAR DE ENTRE ÉSTOS AL MÁS ADECUADO. SON VARIAS LAS CONSIDERACIONES QUE CONJUNTAMENTE DEBEN SER TENIDAS EN CUENTA PARA DEFINIR EL TAMAÑO DEL MEDIDOR QUE DEBE INSTALARSE, PERO COMO LA DIFERENCIA ENTRE UN MEDIDOR Y EL QUE LE SIGUE EN TAMAÑO ES RELATIVAMENTE PEQUEÑA, EN LA MAYORÍA DE LOS CASOS SE TIENE QUE SELECCIONAR A UN TAMAÑO DE ENTRE DOS O TRES IGUALMENTE SATISFACTORIOS.

OTRA CONSIDERACIÓN QUE A MENUDO OBLIGA A INSTALAR UN MEDIDOR DE TAMAÑO MAYOR QUE EL MÍNIMO NECESARIO, ES LA FUERTE VELOCIDAD QUE SE PRODUCE A LA SALIDA DEL MEDIDOR, PUES ESTA VELOCIDAD ES MAYOR A MEDIDA QUE EL MEDIDOR SEA DE MENOR TAMAÑO Y CON EL OBJETO DE EVITAR EROSIONES PERJUDICIALES AGUAS ABAJO DEL MEDIDOR, ES A VECES NECESARIO OPTAR POR UN TAMAÑO UN POCO MAYOR. DADO UN MEDIDOR DETERMINADO Y UN GASTO TAMBIÉN FIJO, LA VELOCIDAD DEL AGUA A LA SALIDA DE LA ESTRUCTURA AUMENTA A MEDIDA QUE DISMINUYE EL GRADO DE SUMERSIÓN CON EL CUAL SE GASTA (ESCURRA) POR ESTA RAZÓN, EN LA MAYORÍA DE LOS CASOS, CUANDO SE TRATA DE MEDIDORES MAYORES DE 3.00 METROS, SE PROYECTAN DE MANERA QUE EL GASTO MÁXIMO ESCURRA CON UN GRADO DE SUMERSIÓN DE 0.98, A MENOS QUE EL TERRENO AGUAS ABAJO DEL MEDIDOR SEA MUY RESISTENTE A LA EROSIÓN Y NO HAYA TEMOR DE DETERIORAR EL CANAL CON VELOCIDADES FUERTES EN LAS INMEDIACIONES DE LA ESTRUCTURA.

DESDE EL PUNTO DE VISTA DEL BUEN FUNCIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA, DEBE RECORDARSE QUE NUNCA DEBE TRABAJAR CON UN GRADO DE SUMERSIÓN MAYOR QUE 0.95 Y DE SER POSIBLE, SE PROCURARÁ QUE SIEMPRE TRABAJE CON DESCARGA LIBRE, ESPECIALMENTE SI SE TRATA DE MEDIDORES MENORES DE 3.00 METROS. UN MEDIDOR DEMASIADO GRANDE RESULTARÁ IMPRECISO, PUES UNA VARIACIÓN PEQUEÑA EN LA CARGA, CORRESPONDE EN MEDIDORES GRANDES A UNA VARIACIÓN CONSIDERABLE EN EL GASTO; ÉSTA ES UNA RAZÓN PARA PREFERIR AL MEDIDOR DE MENOR TAMAÑO QUE TENGA LA CAPACIDAD REQUERIDA.

PARA PODER DETERMINAR EL TAMAÑO ADECUADO DE UN MEDIDOR PARA UN CASO PARTICULAR, ES NECESARIO ADEMÁS DE CONOCER EL GASTO MÁXIMO QUE ESTA ESTRUCTURA DEBE MEDIR, CONTAR CON UNA CURVA DE GASTOS, AUNQUE SEA SÓLO APROXIMADA, POR MEDIO DE LA CUAL PUEDA CONOCERSE EL TIRANTE DEL AGUA EN EL CANAL EN EL LUGAR EN QUE VA A INSTALARSE LA ESTRUCTURA, PARA LOS DIVERSOS GASTOS QUE EL CANAL VA A CONducIR. ESTA CURVA DE GASTOS PUEDE OBTENERSE INSTALANDO UNA ESCALA Y HACIENDO UNOS CUANTOS AFOROS; PARA REDUCIR ÉSTOS AL MÍNIMO, CONVIENE DETERMINAR EN UN TRAMO DEL CANAL, DE SER ESTO POSIBLE, LA PENDIENTE Y LA SECCIÓN MEDIA PARA QUE

TAMBIÉN DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA ECONOMÍA EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA, EL MENOR DE LOS MEDIDORES CON LA CAPACIDAD REQUERIDA, ES EL MÁS FAVORABLE.

PARA S COMPRENDIDA ENTRE 0.874 y 0.50

$$P^{0.842} = 0.299 \left(\frac{1-s}{0.05} \right)^{0.923} \times Q^{0.562} \dots\dots\dots(52-a)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 0.30 Y 2.44 MTS.

GASTO Q COMPRENDIDO ENTRE 0.028 Y 0.283 METROS CÚBICOS

S COMPRENDIDA ENTRE 0.50 Y 0.874

$$P^{0.972} = \frac{1}{2.844 W 0.652} \left(\frac{1-s}{0.05} \right)^{0.923} \times Q^{0.562} \dots\dots\dots(53-a)$$

S COMPRENDIDA ENTRE 0.874 y 0.95

$$P^{0.972} = \frac{1}{2.438 W 0.652} \left(\frac{1-s}{0.05} \right)^{0.75} \times Q^{0.562} \dots\dots\dots(54-a)$$

GASTO Q COMPRENDIDO ENTRE 0.283 Y 2.547 METROS CÚBICOS

S COMPRENDIDA ENTRE 0.50 Y 0.874

$$P^{0.972} = \frac{1}{2.520 W 0.652} \left(\frac{1-s}{0.05} \right)^{0.923} \times Q^{0.657} \dots\dots\dots(55-a)$$

S COMPRENDIDA ENTRE 0.874 y 0.95

$$P^{0.972} = \frac{1}{2.148 W 0.652} \left(\frac{1-s}{0.05} \right)^{0.75} \times Q^{0.657} \dots\dots\dots(56-a)$$

AÚN CUANDO LAS ECUACIONES (51-a) A (56-a), NO DEBEN SER PRECISAMENTE LAS USADAS POR PARSHALL PARA CONSTRUIR SU MONOGRAMA, POR MEDIO DE ELLAS SE OBTIENEN RESULTADOS QUE SON SUBSTANCIALMENTE IGUALES A LOS OBTENIDOS HACIENDO USO DEL MONOGRAMA DE PARSHALL.

USANDO LAS ECUACIONES (51-a) A (56-a) SE HA CONSTRUIDO UN MONOGRAMA QUE PERMITE CALCULAR CON FACILIDAD LA PÉRDIDA DE CARGA PARA MEDIDORES DESDE 0.15 HASTA 2.50 MTS. TANTO EN ESTE MONOGRAMA, COMO EN LOS QUE PROPORCIONAN EL BASTO, EL GRADO DE SUMERSIÓN SE ENCUENTRA EXPRESADO EN PORCENTAJE, ES DECIR, EN LUGAR DE HACERSE FIGURAS A S, SE HACE APARECER LOS S LA CUAL SE DESIGNA COMO "PORCENTAJE DE SUMERSIÓN".

LA MANERA DE USAR ESTE MONOGRAMA SE ILUSTRAS CON EL SIGUIENTE EJEMPLO: SE TRATA DE DETERMINAR LA PÉRDIDA DE CARGA PRODUCIDA POR UN MEDIDOR DE 1.00 MT. TRABAJANDO CON UN GRADO DE SUMERSIÓN DE 0.65 Y UN GASTO DE 300 LITROS POR SEGUNDO. SE ENCUENTRA EL PUNTO DONDE SE CORTA UNA HORIZONTAL ACOTADA CON UN GASTO DE 0.300 METROS CÚBICOS CON UNA RECTA INCLINADA ACOTADA CON EL PORCENTAJE DE SUMERSIÓN DE 65, Y DE ESTE PUNTO SE BAJA VERTICALMENTE HASTA ENCONTRAR A LA RECTA INCLINADA ACOTADA CON EL TAMAÑO DEL MEDIDOR DE 1.00 METRO Y DE ESTE PUNTO SE SIGUE HORIZONTALMENTE PARA LEER LA PÉRDIDA DE CARGA, LA CUAL EN ESTE CASO ES DE DIEZ CENTÍMETROS.

TRATÁNDOSE DE MEDIDORES, DE 10 A 50 PIES, PARSHALL EN SU PUBLICACIÓN "PARSHALL FLOWES OF LARGE SIZE" PUBLICA UN MONOGRAMA Y ADENÁS LA FÓRMULA CON QUE ESTÁ CONSTRUIDO DICHO MONOGRAMA. ESTA FÓRMULA PARA DETERMINAR LA PÉRDIDA DE CARGA P, EN UNIDADES INGLESES ES:

$$P = \frac{1}{(W \cdot 15)^{1.46}} \left(\frac{1-s}{0.05} \right)^{0.72} Q^{0.67} \dots\dots\dots(57)$$

Y TRANSFORMADA A UNIDADES MÉTRICAS SE CONVIERTE EN:

$$P = \frac{1}{1.707 (W \cdot 572)^{1.46}} \left(\frac{1-s}{0.05} \right)^{0.72} Q^{0.67} \dots\dots\dots(57-a)$$

CON LA FÓRMULA (57-a) SE HA CONSTRUIDO TAMBIÉN UN MONOGRAMA PARA CALCULAR LA PÉRDIDA DE CARGA PARA MEDIDORES DE 3.00 A 15.00 METROS. LA MANERA DE USAR ESTE MONOGRAMA ES LA MISMA YA INDICADA TRATÁNDOSE DEL MONOGRAMA PARA CALCULAR LA PÉRDIDA DE CARGA EN MEDIDORES DE 0.15 A 2.50 METROS.

LA CUAL IMPLICARÍA CÁLCULOS BASTANTE LABORIOSOS AÓN PARA UN VALOR DETERMINADO DE W. PARA EVITAR ESTE INCÓVENIENTE, SE HA CONSTRUÍDO UN NOMOGRAMA PARA EL CÁLCULO DEL GASTO DE CADA UNO DE LOS MEDIDORES CUYAS DIMENSIONES SE CONSIGNAN EN LA TABLA NÚM. 2. EN ESTOS NOMOGRAMAS EN LUGAR DE FIGURAR EL GRADO DE SUMERSIÓN S, APARECE EL PORCENTAJE DE SUMERSIÓN 100 S.

EL USO DE ESTOS NOMOGRAMAS NO PRESENTA NINGUNA DIFICULTAD, PUES EL GASTO SE DETERMINA SIGUIENDO UNA LÍNEA HORIZONTAL CORRESPONDIENTE AL VALOR DE LA CARGA H_a HASTA QUE ESTA LÍNEA ENCUENTRE A LA CURVA ACOTADA CON EL CORRESPONDIENTE VALOR DEL PORCENTAJE DE SUMERSIÓN Y BAJANDO VERTICALMENTE DE ESTE PUNTO, SE LEE EL GASTO EN EL EJE HORIZONTAL.

SE HA JUZGADO CONVENIENTE INCLUIR ADEMÁS, LAS TABLAS NÚMEROS 4 A 28 QUE SIRVIERON PARA CONSTRUIR ESTOS NOMOGRAMAS.

PERDIDA DE CARGA EN EL MEDIDOR.

PARA LA SELECCIÓN DEL MEDIDOR ADECUADO, ASÍ COMO PARA SU CORRECTA INSTALACIÓN, ES NECESARIO CONOCER DE ANTEMANO LA PÉRDIDA DE CARGA QUE ESTA ESTRUCTURA PRODUCIRÁ, PUES DE LO CONTRARIO, E AUN SUPONIENDO QUE SE HUBIERA ESCOGIDO EL TAMAÑO CORRECTO, SE CORRE EL RIESGO DE COLOCARLO DEMASIADO BAJO HACIENDO QUE AUN PARA GASTOS REDUCIDOS TRABAJE CON SUMERSIÓN; O BIEN QUE SEA COLOCADO DEMASIADO ALTO CON LO CUAL, ADÉMÁS DE SOBRECARGAR INNECESARIAMENTE EL CANAL AGUAS ARRIBA DEL MEDIDOR, SE ORIGINE UNA VELOCIDAD EXCESIVA EN LA BALIDA DE LA ESTRUCTURA QUE PUEDE CAUSAR EROSIONES PERJUICIALES PARA EL CANAL.

LA PÉRDIDA DE CARGA P QUE PRODUCE UN MEDIDOR PARSHALL, DEPENDE DEL TAMAÑO W DEL MEDIDOR, DEL GASTO Q Y DEL GRADO DE SUMERSIÓN S CON QUE SE GASTO ESCURRE.

PARSHALL NO INDICA LAS FÓRMULAS QUE SIRVEN PARA CALCULAR LA PÉRDIDA DE CARGA DE MEDIDORES DE 8 PIES O MENORES, PERO EN SU PUBLICACIÓN "THE PARSHALL MEASURING FLUME" SE ENCUENTRA UN NOMOGRAMA PARA EL OBJETO. A PARTIR DE ESTE NOMOGRAMA SE INVESTIGARON LAS FÓRMULAS CON LAS QUE ESTÁ CONSTRUÍDO Y UNA VEZ ENCONTRADAS ESTAS FÓRMULAS, FUERON TRANSFORMADAS A UNIDADES MÉTRICAS, DE MODO TAL QUE W Y P ESTÁN EXPRESADAS EN METROS Y Q QUEDA EXPRESADO EN METROS CÚBICOS POR SEGUNDOS, OBTENIÉNDOSE:

PARA W = 0.15 MT.

PARA S COMPRENDIDA ENTRE 0.95 Y 0.874 :

$$p = 0.842 = 0.351 \left(\frac{1 - S}{0.05} \right)^{0.75} Q^{0.962} \dots (51-a)$$

PARSHALL ENCONTRÓ, DESPUÉS DE NUMEROSOS Y CUIDADOSOS EXPERIMENTOS, LAS FÓRMULAS PARA CALCULAR LA CORRECCIÓN C; QUE SON LAS QUE SE ENCUENTRAN A CONTINUACIÓN:

PARA W = 0.500 PIES:

$$C = \frac{0.072}{10} \frac{H_A^{2.22}}{H_A + 10} - \frac{H_A - 0.184}{8.17} \dots \dots \dots (48)$$

PARA MEDIDORES EN LOS CUALES W ESTÁ COMPRENDIDA ENTRE 1 Y 8 PIES:

$$C = \left[\left(\frac{\left(\frac{H_A}{\left(\frac{1.8}{S} \right)^{1.8} - 2.45} \right)^{4.87-3.14 S}}{+ 0.093 S} \right] W^{0.818} \dots (49)$$

PARSHALL NO DA A CONOCER LA FÓRMULA QUE SIRVE PARA CALCULAR LA CORRECCIÓN E PARA MEDIDORES DE 10 A 50 PIES, PERO EN LA PÁGINA 45 DE SU PUBLICACIÓN "PARSHALL FLUMES OF LARGE SIZE", INSERTA UN MONOGRAMA PARA EL CÁLCULO DE ESTA CORRECCIÓN. PARTIENDO DE ESTE MONOGRAMA SE HA INVESTIGADO LA FÓRMULA CON LA QUE ESTÁ CONSTRUÍDO, HABIÉNDOSE ENCONTRADO QUE SI NO ESTÁ CONSTRUÍDO CON LA FÓRMULA (50), POR LO MENOS DICHA FÓRMULA SE ACERCA TANTO A LA CORRECTA, QUE CALCULANDO CON ELLA NO SE ENCUENTRAN DISCREPANCIAS PERCEPTIBLES CON LOS RESULTADOS OBTENIDOS POR MEDIO DEL MONOGRAMA DE PARSHALL:

$$C = \left[\frac{(100 S - 71)^{\frac{10}{3}}}{6662} H_A^2 \right] \frac{W}{10} \dots \dots (50)$$

NO SE HA CREÍDO ÚTIL INCLUIR LOS CÁLCULOS QUE FUERON NECESARIOS PARA ENCONTRAR LA FÓRMULA ANTERIOR.

EN LAS FÓRMULAS (48), (49) Y (50), C REPRESENTA LA CORRECCIÓN EN PIES CÚBICOS POR SEGUNDO, W Y H_A ESTÁN EXPRESADAS EN PIES Y S ES EL GRADO DE SUMERSIÓN.

SI LAS FÓRMULAS ANTERIORES SE TRANSFORMAN A UNIDADES MÉTRICAS, DE MANERA QUE C QUEDA EXPRESADA EN METROS CÚBICOS POR SEGUNDO Y W Y H_A LO ESTÉN EN METROS, SE OBTIENE:

PARA W = 0.15 METROS.

16

$$C = \frac{0.0285}{3.048} \frac{H_A^{2.22}}{H_A + 3.048} - \frac{H_A - 0.056}{87.93} \dots \dots (48-A)$$

PARA W COMPRENDIDA ENTRE 0.305 Y 2.44 MTS.

$$C = 0.07457 \left[\left(\frac{\left(\frac{3.281 H_A}{\left(\frac{1.8}{S} \right)^{1.8} - 2.45} \right)^{4.87-3.14 S}}{+ 0.093 S} \right] W^{0.818} \dots (49-A)$$

PARA W COMPRENDIDA ENTRE 2.44 Y 15.00 METROS.

$$C = \left[\frac{(100 S - 71)^{\frac{10}{3}}}{66620} H_A^2 \right] W \dots (50-A)$$

CUANDO SE TRATA DE DESCARGA CON SUMERSIÓN, EL GASTO TIENE UNA EXPRESIÓN BASTANTE COMPLICADA, PUES POR EJEMPLO, TRATÁNDOSE DE MEDIDORES COMPRENDIDOS ENTRE 0.30 Y 2.44 METROS, LA EXPRESIÓN COMPLETA DEL GASTO INCLUYENDO LA CORRECCIÓN POR SUMERSIÓN, SERÍA:

$$Q = 0.3716 W (3.281 H_A)^{1.370 W^{0.028}} - 0.07457 \left[\left(\frac{\left(\frac{3.281 H_A}{\left(\frac{1.8}{S} \right)^{1.8} - 2.45} \right)^{4.87-3.14 S}}{+ 0.093 S} \right] W^{0.818}$$

TRANSFORMANDO ESTAS FÓRMULAS AL SISTEMA MÉTRICO DE MANERA QUE W Y H_A ESTÉN EXPRESADAS EN METROS Y Q QUEDE EXPRESADA EN METROS CÚBICOS POR SEGUNDO, SE TIENE:

PARA $W = 0.15$ METRO.

$$Q = 0.3812 H_A^{1.580} \dots\dots\dots (45-A)$$

PARA W COMPRENDIDA ENTRE 0.30 Y 2.44 METROS.

$$Q = 0.3716 W (3.281 H_A)^{1.570} W^{0.026} \dots\dots\dots (46-A)$$

PARA W COMPRENDIDA ENTRE 2.44 Y 15.00 METROS.

$$Q = (2.2926 W + (1.4738) H_A^{1.60}) H_A^{1.60} \dots\dots\dots (47-A)$$

CON ESTAS FÓRMULAS, TRANSFORMADAS A UNIDADES MÉTRICAS, SE HAN CALCULADO LOS VALORES DE LOS PARÁMETROS M Y N QUE FIGURAN EN LA EXPRESIÓN (2), CORRESPONDIENTE A LOS DIFERENTES VALORES DE W QUE APARECEN EN LA TABLA NÚM. 2 Y SON LOS QUE SIGUEN:

TABLA NÚM. 3.- VALORES DE M Y N PARA FÓRMULAS EN UNIDADES MÉTRICAS.

W MTS.	M	N	W MTS.	M	N
0.15	0.3812	1.580	4.50	10.790	1.60
0.30	0.680	1.522	5.00	11.937	1.60
0.50	1.161	1.542	6.00	14.229	1.60
0.75	1.774	1.558	7.00	16.522	1.60
1.00	2.400	1.570	8.00	18.815	1.60
1.25	3.033	1.579	9.00	21.107	1.60
1.50	3.673	1.587	10.00	23.400	1.60
1.75	4.316	1.593	11.00	25.692	1.60
2.00	4.968	1.599	12.00	27.985	1.60
2.50	6.277	1.608	13.00	30.278	1.60
3.00	7.352	1.60	14.00	32.570	1.60
3.50	8.498	1.60	15.00	34.863	1.60
4.00	9.644	1.60	-	-	-

SE HA DICHO QUE CUANDO LAS FÓRMULAS (46) Y (47) SE APLICAN AL CASO DE $W = 8$ PIES, PRODUCEN RESULTADOS MUY BENEJANTES. IGUAL COSA PUEDE DECIRSE DE LAS FÓRMULAS (46-A) Y (47-A) CUANDO SE APLICAN AL CASO DE $W = 2.50$ METROS, EN EFECTO, CALCULANDO POR MEDIO DE LA FÓRMULA (46-A) SE OBTIENEN LOS VALORES:

$$M = 6.277 \text{ Y } N = 1.608.$$

VALORES MUY BENEJANTES A:

$$M = 6.205 \text{ Y } N = 1.600.$$

QUE SE OBTIENEN MEDIANTE LA FÓRMULA (47-A). SE HA CONSIDERADO, SIN EMBARGO QUE PARA ESTE CASO LA FÓRMULA (46-A) PRODUCIRÁ RESULTADOS MÁS CORRECTOS, PUESTO QUE 2.50 METROS ESTÁ MÁS PRÓXIMO A 8 QUE A 10 PIES.

GASTO CUANDO EL MEDIDOR TRABAJA CON SUMERSIÓN.

CUANDO UN MEDIDOR TRABAJA CON SUMERSIÓN, EL USO DE LAS FÓRMULAS CORRESPONDIENTES A DESCARGA LIBRE DA UN GASTO MAYOR QUE EL REAL. EN CONSECUENCIA, CUANDO UN MEDIDOR TRABAJA EN ESTAS CONDICIONES, ES NECESARIO APLICAR UNA CORRECCIÓN SUBTRACTIVA C AL GASTO. ESTA CORRECCIÓN C AUMENTA A MEDIDA QUE CRECE EL VALOR DEL GRADO DE SUMERSIÓN.

DE UNA MANERA GENERAL, CUANDO EL MEDIDOR TRABAJA CON SUMERSIÓN, EL GASTO ESTÁ DADO POR LA EXPRESIÓN:

$$Q = M H_A^N - C \dots\dots\dots (r)$$

LA CORRECCIÓN C ES UNA FUNCIÓN DE W, H_A Y H_0 , O SI SE QUIERE DE W, H_A Y S.

SE DESIGNA POR "GRADO DE SUMERSIÓN" A LA RELACIÓN:

$$S = \frac{H_B}{H_A}$$

Y ES ÉSTA RELACIÓN LA QUE DETERMINA SI EL MEDIDOR TRABAJA EN UN MOMENTO DADO CON DESCARGA LIBRE O CON SUMERSIÓN. SI EL GRADO DE SUMERSIÓN ES MAYOR QUE UN CIERTO VALOR, EL MEDIDOR TRABAJA CON SUMERSIÓN. LOS VALORES DEL GRADO DE SUMERSIÓN SE ENCUENTRAN CONSIGNADOS A CONTINUACIÓN:

TAMAÑO DEL MEDIDOR	DESCARGA LIBRE	CON SUMERSIÓN
W MENOR QUE UN PIE	S MENOR QUE 0.60	S DE 0.60 A 0.95
W ENTRE UNO Y OCHO PIES	S MENOR QUE 0.70	S DE 0.70 A 0.95
W ENTRE OCHO Y 50 PIES	S MENOR QUE 0.80	S DE 0.80 A 0.95

PARSHALL INDICA QUE CUANDO EL GRADO DE SUMERSIÓN ES MAYOR QUE 0.95 LA DETERMINACIÓN DEL GASTO SE VUELVE MUY INCIERTA Y DEBE, EN CONSECUENCIA, ADOPTARSE 0.95 COMO EL VALOR MÁXIMO DEL GRADO DE SUMERSIÓN QUE NO DEBE SER EXCEDIDO SI SE QUIERE QUE LA DETERMINACIÓN DEL GASTO HEREDICA CONFIANZA. PARECE SER QUE TRATÁNDOSE DE MEDIDORES MAYORES DE 8 PIES, PUEDE ACEPTARSE UN VALOR DEL GRADO DE SUMERSIÓN DE 0.98, PERO DE CUALQUIER MANERA, AUN PARA ESTOS MEDIDORES, RESULTA PRUDENTE ADOPTAR A 0.95 COMO VALOR MÁXIMO ADMISIBLE DEL GRADO DE SUMERSIÓN.

SI LAS CARACTERÍSTICAS DEL CANAL EN EL QUE SE ENCUENTRA INSTALADO UN MEDIDOR NO CAMBIARAN, ES MUY POSIBLE QUE DESPUÉS DE RELATIVAMENTE POCO TIEMPO DE FUNCIONAR EL MEDIDOR, SE PUDIERA ENCONTRAR, POR MEDIO DE OBSERVACIONES NUMEROSAS, UNA RELACIÓN ENTRE LA CARGA H_A Y EL GRADO DE SUMERSIÓN S , CON LA CUAL PODRÍA PRESCINDIRSE DE LA OBSERVACIÓN DE LA CARGA H_B . SIN EMBARGO, ESTE PROCEDIMIENTO NO ES DE RECOMENDARSE YA QUE NO PUEDE ASEGURARSE QUE LAS CARACTERÍSTICAS DE CUALQUIER CANAL SEAN INALTERABLES.

PARSHALL ENCONTRÓ QUE CUANDO UN MEDIDOR TRABAJA CON DESCARGA LIBRE, EL GASTO QUEDA DETERMINADO CONOCIENDO LA CARGA H_A DE ACUERDO CON LA EXPRESIÓN GENERAL:

$$Q = M H_A^N \dots\dots\dots (E)$$

LOS VALORES DE M Y N VARIAN CON EL TAMAÑO DEL MEDIDOR Y EN GENERAL, PUEDE DECIRSE QUE TANTO M COMO N SON FUNCIONES DE W , PERO PARA UN MEDIDOR DETERMINADO ESTOS PARÁMETROS TIENEN VALORES DEFINIDOS QUE HACEN QUE EN LA FÓRMULA (E), EL GASTO Q DEPENDA SOLO DE LA CARGA H_A , ESTANDO LIBERADAS ENTRE SÍ ESTAS DOS VARIABLES EN UNA FORMA ANALÓGICA A COMO SE LIGA EL GASTO CON LA CARGA EN LOS VERTEDORES.

COMO RESULTADO DE NUMEROSOS EXPERIMENTOS, PARSHALL ENCONTRÓ LAS SIGUIENTES FÓRMULAS, PARA LOS DISTINTOS TAMAÑOS DE MEDIDORES USADOS:

PARA $W = 0.5$ PIES

$$Q = 2.06 H_A^{1.58} \dots\dots\dots (45)$$

PARA W COMPRENDIDO ENTRE UNO Y OCHO PIES:

$$Q = 4 W H_A^{1.522 W^{0.026}} \dots\dots\dots (46)$$

PARA W COMPRENDIDO ENTRE 10 Y 50 PIES:

$$Q = (3.6875 W + 2.5) H_A^{1.6} \dots\dots\dots (47)$$

LA FÓRMULA (47) PUEDE APLICARSE PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 10 PIES, PUES AUN APLICADA PARA $W = 8$ PIES, LA FÓRMULA (47) PRODUCE RESULTADOS QUE DIFIEREN POCO DE LOS OBTENIDOS POR MEDIO DE LA FÓRMULA (46).

EN LAS FÓRMULAS (45), (46) Y (47), W Y H_A ESTÁN EXPRESADOS EN PIES Y Q LO ESTÁ EN PIES CÚBICOS POR SEGUNDO.

COMO PUEDE OBSERVARSE EN LA FIGURA NÚM. 1, LOS MEDIDORES PARSHALL ESTÁN DOTADOS DE DOS TANQUES DE REPOSO EN LOS CUALES SE MIDEN LAS CARGAS H_A Y H_B QUE SIRVEN PARA CALCULAR EL GASTO. LA CARGA H_A SE MIDE EN EL TRAMO DE ENTRADA DEL MEDIDOR, ANTES DE LA GARGANTA Y LA CARGA H_B CERCA DEL EXTREMO INFERIOR DE DICHA GARGANTA.

M
3

AL ENTRAR EL AGUA EN EL MEDIDOR, DEBIDO A QUE LA SECCIÓN VA REDUCIÉNDOSE, SU VELOCIDAD VA AUMENTANDO Y AL LLEGAR A LA CRESTA DEL MEDIDOR, EL AGUA SE PRECIPITA SIGUIENDO EL PLANO DESCENDENTE DE LA GARGANTA, PERO AL SALIR DE ELLA PRINCIPIA A PERDER VELOCIDAD Y COMO ÉSTA ES MENOR EN EL CANAL AGUAS ABAJO DEL MEDIDOR, RESULTA QUE DEBE PRODUCIRSE UN SALTO HIDRÁULICO CERCA DEL EXTREMO INFERIOR DE LA GARGANTA. LA LOCALIZACIÓN DE ESTE SALTO ES VARIABLE CON EL GASTO QUE PASA POR EL MEDIDOR Y HAY UN CIERTO GASTO PARA EL CUAL EL SALTO SE SITÚA A LA MÁXIMA DISTANCIA DE LA GARGANTA; YA SEA QUE EL GASTO SEA MUY GRANDE O MUY REDUCIDO, EL SALTO SE APROXIMARÁ A LA GARGANTA, CON LO CUAL LA CARGA H_B TENDRÁ A SER IGUAL A LA CARGA H_A .

CUANDO LA CARGA H_B ES CONSIDERABLEMENTE MENOR QUE LA CARGA H_A , SE DICE QUE EL MEDIDOR TRABAJA CON "DESCARGA LIBRE" Y EN ESTAS CONDICIONES EL GASTO ES FUNCIÓN ÚNICAMENTE DE LA CARGA H_A ; PERO CUANDO LA CARGA H_B DIFIERE POCO DE LA CARGA H_A , SE DICE QUE EL MEDIDOR TRABAJA CON "SUBMERSIÓN" Y ENTONCES EL GASTO ES FUNCIÓN DE LAS DOS CARGAS H_A Y H_B .

ES DE HACERSE NOTAR LA CONVENIENCIA DE QUE UN MEDIDOR TRABAJE CON DESCARGA LIBRE, PUESTO QUE PARA MEDIR EL GASTO, SERÁ SUFICIENTE LA LECTURA DE LA CARGA H_A PARA CONSEGUIRLO, BASTARÁ CON INSTALAR EL MEDIDOR ADECUADO DÁNDOLE A LA CRESTA DEL MEDIDOR SUFICIENTE ALTURA SOBRE LA PLANTILLA DEL CANAL.

18.2

GASTO LIMITE
PARA DESCAR-
GA LIBRE.
Máximo Máximo

W	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
5.00	2.18	7.64	5.94	8.06	1.77	1.46	2.83	0.24	0.55	0.30	0.23	18.600	0.355							
6.00	2.81	7.70	7.19	9.08	2.10	1.80	3.58	0.30	0.67	0.30	0.23	24.360	0.305							
7.00	3.15	7.75	8.30	10.10	2.13	1.83	3.90	0.30	0.69	0.30	0.23	30.120	0.355							
8.00	3.48	7.81	9.39	11.12	2.13	1.83	4.16	0.30	0.69	0.30	0.23	35.880	0.405							
9.00	3.81	7.87	10.48	12.15	2.13	1.83	4.43	0.30	0.69	0.30	0.23	41.640	0.455							
10.00	4.15	7.93	11.56	13.17	2.13	1.83	4.70	0.30	0.69	0.30	0.23	47.400	0.505							
11.00	4.48	7.98	12.65	14.19	2.13	1.83	4.96	0.30	0.69	0.30	0.23	53.170	0.555							
12.00	4.81	8.04	13.74	15.22	2.13	1.83	5.23	0.30	0.69	0.30	0.23	58.930	0.605							
13.00	5.15	8.10	14.83	16.24	2.13	1.83	5.50	0.30	0.69	0.30	0.23	64.690	0.655							
14.00	5.48	8.15	15.92	17.26	2.13	1.83	5.76	0.30	0.69	0.30	0.23	70.450	0.705							
15.00	5.81	8.21	17.01	18.28	2.13	1.83	6.03	0.30	0.69	0.30	0.23	76.210	0.805							

DIMENSIONES Y GASTOS LÍMITES PARA DESCARGA LIBRE EN MEDIDORES PARSHALL.

(DIMENSIONES LONGITUDINALES EN METROS Y GASTOS EN METROS CÚBICOS POR SEGUNDO)

W	A	B	C	D	E	F	G	H	K	N	X	Y	GASTO LÍMITE PARA DESCARGA LIBRE. Metros M ³ /seg.
0.15	0.41	0.61	0.39	0.39	0.16	0.30	0.61	0.61	0.08	0.11	0.05	0.08	0.094
0.30	0.91	1.34	0.60	0.84	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	0.470
0.50	0.98	1.44	0.80	1.08	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	0.780
0.75	1.06	1.56	1.05	1.38	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	1.180
1.00	1.15	1.69	1.30	1.67	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	1.580
1.25	1.23	1.81	1.55	1.97	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	1.980
1.50	1.31	1.93	1.80	2.27	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	2.380
1.75	1.40	2.05	2.05	2.57	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	2.780
2.00	1.48	2.18	2.30	2.87	0.91	0.61	0.91	0.91	0.08	0.23	0.05	0.08	3.180
2.50	1.65	2.54	2.82	3.52	0.93	0.63	0.96	0.96	0.08	0.24	0.08	0.09	4.200
3.00	1.81	3.77	3.44	4.51	1.10	0.80	1.34	0.11	0.30	0.28	0.22	0.22	7.080
3.50	1.98	4.99	4.07	5.50	1.27	0.96	1.71	0.14	0.36	0.30	0.23	0.23	9.960
4.00	2.14	6.22	4.69	6.49	1.43	1.13	2.09	0.17	0.42	0.30	0.23	0.23	12.840
4.50	2.31	7.44	5.32	7.48	1.60	1.30	2.45	0.20	0.49	0.30	0.23	0.23	15.720

20 y 50' fanchi

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 6.10 Y 15.24 METROS

- A = $\frac{W}{3} + 0.813$ (2-A)
- B = $0.0571 W + 7.356$ (6-A)
- C = $1.0889 W + 0.677$ (10-A)
- D = $1.0228 W + 2.943$ (14-A)
- E = 2.134 (18-A)
- F = 1.829 (22-A)
- G = $0.2667 W + 2.032$ (26-A)
- H = 0.305 (30-A)
- K = 0.686 (34-A)
- X = 0.305 (38-A)
- Y = 0.229 (42-A)
- Q₀ = $5.761 W - 10.203$ (44-A)

EL VALOR DE E DADO POR LAS FÓRMULAS ANTERIORES ES EL MÍNIMO NECESARIO Y NO HAY NINGÚN INCONVENIENTE, DESDE EL PUNTO DE VISTA DEL FUNCIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA, DE CONSTRUIRLA CON UNA ALTURA DE LAS PAREDES MAYOR QUE LA DADA POR LAS FÓRMULAS ANTERIORES O POR LA TABLA NÚM. 2.

EL APLICAR LAS FÓRMULAS ANTERIORES PARA UN DETERMINADO VALOR DE W EQUIVALE A INTERPOLAR LAS DIMENSIONES DEL MEDIDOR CONOCIENDO SU TAMAÑO W — POR MEDIO DE LAS GRÁFICAS DE LAS FIGURAS 2 A 12.

A CONTINUACIÓN SE ENCUENTRA LA TABLA NÚM. 2, EN LA CUAL SE HA CALCULADO, POR MEDIO DE LAS FÓRMULAS (2-A) A (44-A) LAS CARACTERÍSTICAS DE MEDIDORES PARSHALL, A EXCEPCIÓN DEL MEDIDOR DE 15 CENTÍMETROS, LAS DIMENSIONES DEL CUAL SE HA TOMADO DIRECTAMENTE DE LA TABLA NÚM. 1.

VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 0.305 Y 2.44 METROS.

- A = $\frac{W}{3} + 0.813$ (2-A)
- B = $0.4903 W + 1.196$ (4-A)
- C = $W + 0.305$ (8-A)
- D = $1.1965 W + 0.479$ (12-A)
- E = 0.914 (16-A)
- F = 0.610 (20-A)
- G = 0.914 (24-A)
- K = 0.076 (28-A)
- N = 0.229 (32-A)
- X = 0.051 (36-A)
- Y = 0.076 (40-A)
- Q₀ = $1.575 W$ (43-A)

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 2.44 Y 3.05 METROS:

- A = $\frac{W}{3} + 0.813$ (2-A)
- B = $2.451 W - 3.585$ (5-A)
- C = $1.250 W - 0.305$ (9-A)
- D = $1.9804 W - 1.434$ (13-A)
- E = $0.3333 W + 0.102$ (17-A)
- F = $0.3333 W - 0.203$ (21-A)
- G = $0.75000 W - 0.914$ (25-A)
- K = $0.0625 W - 0.076$ (29-A)
- N = $0.1250 W - 0.076$ (33-A)
- X = $0.4167 W - 0.965$ (37-A)
- Y = $0.2500 W - 0.533$ (41-A)
- Q₀ = $5.761 W - 10.203$ (44-A)

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 3.05 Y 4.51 METROS.

- A = $\frac{W}{3} + 0.813$ (2-A)
- B = $2.451 W - 3.585$ (5-A)
- C = $1.250 W - 0.305$ (9-A)
- D = $1.9804 W - 1.434$ (13-A)
- E = $0.3333 W + 0.102$ (17-A)
- F = $0.3333 W - 0.203$ (21-A)
- G = $0.7500 W - 0.914$ (25-A)
- K = $0.0625 W - 0.076$ (29-A)
- N = $0.1250 W - 0.076$ (33-A)
- X = 0.305 (38-A)
- Y = 0.229 (42-A)
- Q₀ = $5.761 W - 10.203$ (44-A)

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 4.57 Y 6.10 METROS:

- A = $\frac{W}{3} + 0.813$ (2-A)
- B = $0.0571 W + 7.356$ (6-A)
- C = $1.250 W - 0.305$ (9-A)
- D = $1.0228 W + 2.943$ (14-A)
- E = $0.3333 W + 0.102$ (17-A)
- F = $0.3333 W - 0.203$ (21-A)
- G = $0.7500 W - 0.914$ (25-A)
- K = $0.0625 W - 0.076$ (29-A)
- N = $0.1250 W - 0.076$ (33-A)
- X = 0.305 (38-A)
- Y = 0.229 (42-A)
- Q₀ = $5.761 W - 10.203$ (44-A)

11

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 20 PIES:

$$N = \frac{W}{8} = 0.250 \dots\dots\dots(33)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 20 Y 50 PIES:

$$N = 2.250 \dots\dots\dots(34)$$

COMO LO MUESTRA LA GRÁFICA DE LA FIGURA NÚM. 10, PUEDE ADMITIRSE QUE:

PARA VALORES DE W MENORES QUE UN PIE:

$$X = 0.167 W \dots\dots\dots(35)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 1 Y 8 PIES:

$$X = 0.167 \dots\dots\dots(36)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 10 PIES:

$$X = \frac{2}{12} W = 3.166 \dots\dots\dots(37)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 10 Y 50 PIES:

$$X = 1.000 \dots\dots\dots(38)$$

DE ACUERDO CON LA GRÁFICA DE LA FIGURA NÚM. 11, HAY Poca DIVERGENCIA SI SE

ACEPTA QUE:

PARA VALORES DE W MENORES QUE UN PIE:

$$Y = \frac{W}{4} \dots\dots\dots(39)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 1 Y 8 PIES:

$$Y = 0.250 \dots\dots\dots(40)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 10 PIES:

$$Y = \frac{W}{4} = 1.750 \dots\dots\dots(41)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 10 Y 50 PIES:

$$Y = 0.750 \dots\dots\dots(42)$$

EN LA GRÁFICA DE LA FIGURA NÚM. 12 SE HAN CONSTRUÍDO LOS PUNTOS CONSIDERANDO COMO ASCISA A W Y COMO ORDENADAS AL VALOR DE LA CAPACIDAD -

Q₀, O SEA EL GASTO MÁXIMO PARA EL CUAL MEDIDOR TRABAJA CON DESCARGA LIBRE.

DE ACUERDO CON ESTA GRÁFICA PUEDE VERSE QUE SIN GRANDES DISCREPANCIAS, SE

TIENE:

PARA VALORES DE W HASTA DE 8 PIES:

$$Q_0 = 16.952 W \dots\dots\dots(43)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 50 PIES:

$$Q_0 = 62.017 W = 360.523 \dots\dots\dots(44)$$

EN LAS ECUACIONES (43) Y (44) W ESTÁ EXPRESADA EN PIES Y Q₀ EN PIES CÚBICOS POR SEGUNDO.

POR LO QUE SE REFIERE AL GASTO MÍNIMO PARA EL CUAL EL MEDIDOR TRABAJA CON DESCARGA LIBRE, SE ENCUENTRA QUE ESTE GASTO ES EL CORRESPONDIENTE A LOS SIGUIENTES VALORES DE LA CARGA N_A:

VALORES DE W	VALORES DE N _A
MEDIO PIE.....	0.10 PIE
1 A 4 PIES	0.20 PIE
5 A 6 PIES	0.25 PIE
7 A 50 PIES.....	0.30 PIE

EL OBJETO DE OBTENER LAS FÓRMULAS ANTERIORES, CONSISTE EN CONTAR CON ELEMENTOS QUE PERMITAN ENCONTRAR LAS DIMENSIONES DE UN MEDIDOR PARSHALL DE UNA ANCHURA DE GARGANTA CUALQUIERA.

LAS FÓRMULAS (1) A (44) CONCORDAN SATISFACTORIAMENTE CON LOS DATOS DE PARSHALL CON EXCEPCIÓN QUIZÁ DE LAS FÓRMULAS RELATIVAS A MEDIDORES MENORES QUE UN PIE; SIN EMBARGO, DE LOS MEDIDORES MENORES QUE UN PIE EL ÚNICO PARA EL CUAL PARSHALL HIZO ESTUDIO COMPLETO ES EL DE MEDIO PIE EL CUAL PUEDE, PARA PROPÓSITOS PRÁCTICOS, CONSIDERARSE COMO DE 15 CENTÍMETROS. EN CONSECUENCIA, SE HARÁ USO ÚNICAMENTE DE LAS FÓRMULAS RELATIVAS A MEDIDORES DE UN PIE O MAYORES.

SI ESTAS FÓRMULAS SE TRANSFORMAN A UNIDADES MÉTRICAS, DE MANERA QUE LAS DIMENSIONES LONGITUDINALES ESTÉN EXPRESADAS EN METROS Y LOS GASTOS EN METROS CÚBICOS, SE TIENE:

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y OCHO PIES:

$$D = 1.1965 W + 1.572 \dots\dots\dots(12)$$

USANDO LAS EXPRESIONES (0), (5) Y (6), SE TIENE:

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 15 PIES:

$$D = 1.9804 W - 4.705 \dots\dots\dots(13)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 15 Y 50 PIES:

$$D = 1.0228 W + 9.657 \dots\dots\dots(14)$$

EN LA GRÁFICA DE LA FIGURA NÚM. 6, SE VE QUE NO HAY DISCREPANCIAS

DE CONSIDERACIÓN, ACEPTANDO QUE:

PARA VALORES DE W MENORES DE UN PIE:

$$E = 3 W \dots\dots\dots(15)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y OCHO PIES:

$$E = 3.000 \dots\dots\dots(16)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 20 PIES:

$$E = \frac{W}{3} + 0.333 \dots\dots\dots(17)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 20 Y 50 PIES:

$$E = 7.000 \dots\dots\dots(18)$$

LA GRÁFICA DE LA FIGURA NÚM. 7 MUESTRA QUE PUEDE ACEPTARSE QUE:

PARA VALORES DE W MENORES DE UN PIE:

$$F = 2 W \dots\dots\dots(19)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y OCHO PIES:

$$F = 2.000 \dots\dots\dots(20)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 20 PIES:

$$F = \frac{W}{3} - 0.667 \dots\dots\dots(21)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 20 Y 50 PIES:

$$F = 6.000 \dots\dots\dots(22)$$

DE LAS ECUACIONES (c), (7), (8), (9) Y (10), SE OBTIENE:

PARA VALORES DE W MENORES DE UN PIE:

$$G = 3 W \dots\dots\dots(23)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y OCHO PIES:

$$G = 3.000 \dots\dots\dots(24)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 20 PIES:

$$G = \frac{3}{4} W - 3.000 \dots\dots\dots(25)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 20 Y 50 PIES:

$$G = 0.2667 W + 6.667 \dots\dots\dots(26)$$

DE ACUERDO CON LA GRÁFICA DE LA FIGURA NÚM. 8, SE TIENE:

PARA VALORES DE W MENORES DE UN PIE:

$$K = \frac{W}{4} \dots\dots\dots(27)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y OCHO PIES:

$$K = 0.250 \dots\dots\dots(28)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 20 PIES:

$$K = \frac{W}{16} - 0.250 \dots\dots\dots(29)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 20 Y 50 PIES:

$$K = 1.000 \dots\dots\dots(30)$$

SEGÚN LA GRÁFICA DE LA FIGURA NÚM. 9 PUEDE VERSE QUE NO SE TIENEN DISCREPANCIAS DE CONSIDERACIÓN ACEPTANDO QUE:

PARA VALORES DE W MENORES DE UN PIE:

$$N = \frac{3}{4} W \dots\dots\dots(31)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y 8 PIES:

$$N = 0.750 \dots\dots\dots(32)$$

— LAS DIMENSIONES CUYOS VALORES APARECEN EN LA TABLA NÚM. 1, SON LAS QUE SE ENCUENTRAN ACOTADAS EN LA FIGURA NÚM. 1.

EXAMINANDO LOS DATOS CONTENIDOS EN LA TABLA NÚM. 1, SE ENCUENTRA QUE PARSHALL CONSERVÓ CONSTANTES, EN TODOS LOS CASOS, A LOS ÁNGULOS A Y B (FIGURA NÚM. 1.) LOS VALORES QUE PARSHALL SE ASIGNÓ PARA ESTOS ÁNGULOS SON:

$$= 11^{\circ} 19' \quad = 9^{\circ} 28'$$

O MÁS EXACTAMENTE:

$$= \text{ANG. TO } 1/5 \quad = \text{ANG. TO } 1/6$$

ADÉMÁS Y TRATÁNDOSE ÚNICAMENTE DE MEDIDORES DE 8 PIES O MENORES, LA DISTANCIA A, MEDIDA SOBRE LA PARED CONVERGENTE DE ENTRADA (NO AXIAL), ES IGUAL A LAS DOS TERCERAS PARTES DE LA LONGITUD DE DICHA PARED.

DE LO ANTERIOR RESULTAN INMEDIATAMENTE LAS RELACIONES SIGUIENTES:

$$B = \frac{3}{2} A \text{ COS.} = 1.47084 A \dots\dots\dots (A)$$

$$D = W + 3A \text{ SEN.} = W + 0.58869 A \dots\dots\dots (B)$$

$$C = \frac{C - W}{2} \text{ COS.} = 3 (C - W) \dots\dots\dots (C)$$

$$D = W + 2B \text{ TG.} = W + \frac{2}{5} B \dots\dots\dots (D)$$

LAS RELACIONES (A) Y (B) SON VÁLIDAS SOLAMENTE TRATÁNDOSE DE MEDIDORES EN LOS CUALES W NO EXCEDEA DE 8 PIES, EN TANTO QUE LAS RELACIONES (C) Y (D) SE APLICAN A MEDIDORES DE CUALQUIER TAMAÑO.

EN LA GRÁFICA DE LA FIGURA 2 SE HAN TOMADO COMO ABCISAS LOS VALORES DE W Y COMO ORDENADAS A LOS VALORES DE A CONSIGNADOS EN LA TABLA NÚM. 1. DE ACUERDO CON ESTA GRÁFICA PUEDE ADMITIRSE QUE:

PARA VALORES DE W MENORES QUE UN PIE:

$$A = 3 W \dots\dots\dots (1)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y 50 PIES:

$$A = \frac{W}{3} + 2.667 \dots\dots\dots (2)$$

HACIENDO USO DE LA ECUACIÓN (A), SE TIENE:

PARA VALORES DE W MENORES QUE UN PIE:

$$B = 4.4127 W \dots\dots\dots (3)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y OCHO PIES:

$$B = 0.4903 W + 3.923 \dots\dots\dots (4)$$

DE ACUERDO CON LA GRÁFICA DE LA FIGURA 3, SE PUEDE ACEPTAR QUE:

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 8 Y 15 PIES:

$$B = 2.451 W - 11.762 \dots\dots\dots (5)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 15 Y 50 PIES:

$$B = 0.0571 W + 24.143 \dots\dots\dots (6)$$

DE ACUERDO CON LA GRÁFICA DE LA FIGURA 4, PUEDE VERSE QUE SIN GRANDES DISCREPANCIAS, SE TIENE:

PARA VALORES DE W HASTA DE UN PIE:

$$C = 2W \dots\dots\dots (7)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE UNO Y OCHO PIES:

$$C = W + 1.000 \dots\dots\dots (8)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE OCHO Y VEINTE PIES:

$$C = \frac{5}{4} W - 1.000 \dots\dots\dots (9)$$

PARA VALORES DE W COMPRENDIDOS ENTRE 20 Y 50 PIES:

$$C = 1.0889 W + 2.222 \dots\dots\dots (10)$$

SEGÚN LAS ECUACIONES (B), (1) Y (2), SE TIENE:

PARA VALORES DE W MENORES QUE UN PIE:

$$D = 2.7685 W \dots\dots\dots (11)$$

TABLE NUMBER 1

DIMENSIONES EN PIES Y CAPACIDADES EN PIES CUBICOS POR SEGUNDO, DE MEDIDORES PARSHALL.

GASTO LIMITE
PARA DESCAR-
GA LIBRE.
MEDIDAS METRICAS

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z
0.50	1.360	2.000	1.292	1.361	1.500	1.000	2.000	0.125	0.375	0.083	0.250	8.5	0.05													
0.75	1.928	2.833	1.850	1.885	2.000	1.900	1.500	0.188	0.563	0.125	0.250	12.7	0.1													
1.00	3.000	4.406	2.000	2.771	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	16.9	0.35													
2.00	3.333	4.906	3.000	3.958	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	33.1	0.66													
3.00	3.667	5.396	4.000	5.159	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	50.4	0.97													
4.00	4.000	5.887	5.000	6.354	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	67.9	1.26													
5.00	4.333	6.375	6.000	7.552	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	84.8	1.63													
6.00	4.667	6.865	7.000	8.750	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	101.7	2.03													
7.00	5.000	7.354	8.000	9.948	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	118.7	2.48													
8.00	5.333	7.844	9.000	11.146	3.000	2.000	3.000	0.250	0.750	0.167	0.250	135.6	2.92													
10.00	6.000	12.748	12.000	15.604	3.333	2.663	6.000	0.375	1.000	1.000	0.750	260	6													
12.00	6.667	17.650	14.667	18.396	4.333	3.329	8.000	0.500	1.250	1.000	0.750	380	8													
15.00	7.667	25.000	18.333	25.000	5.333	4.328	10.000	0.688	1.625	1.000	0.750	570	8													
20.00	9.333	25.291	24.000	30.000	7.000	6.000	12.000	1.000	2.250	1.000	0.750	880	10													
25.00	11.000	25.578	29.333	35.000	7.000	6.000	13.000	1.000	2.250	1.000	0.750	1 190.	15													
30.00	12.667	25.865	34.667	40.400	7.000	6.000	14.000	1.000	2.250	1.000	0.750	1 500.	15													
40.00	16.000	26.296	45.333	50.792	7.000	6.000	16.000	1.000	2.250	1.000	0.750	2 120.	20													
50.00	19.317	28.396	56.667	60.792	7.000	6.000	20.000	1.000	2.850	1.000	0.750	2 740.	25													

"THE PARSHALL MEASURING FLUME"; BULLETIN 423; COLORADO EXPERIMENT STATION, (1936).
 "MEASURING WATER IN IRRIGATION CHANNELS"; FARMERS' BULLETIN 1683 U.S. DEPT. OF AGR. (1932).
 "PARSHALL FLUMES OF LARGE SIZE"; BULLETIN 386, COLORADO EXPERIMENT STATION, (1932).

CONSTRUIDOS CON LA INTENCIÓN, RARAMENTE REALIZADA, DE HACERLOS EXACTAMENTE IDÉNTICOS A LOS USADOS POR PARSHALL EN SUS EXPERIMENTOS.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

CONSTA DE UNA ENTRADA CON PAREDES SIMÉTRICAMENTE CONVERGENTES Y DE FONDO HORIZONTAL, LO CUAL CONECTA CON LA PARTE MÁS ESTRECHA, LLAMADA "GARGANTA", EN LA QUE LAS PAREDES SON PARALELAS, Y EL PISO ESTÁ INCLINADO HACIA ABAJO. A LA ARISTA QUE SE FORMA EN LA INTERSECCIÓN DEL PISO HORIZONTAL DE LA ENTRADA CON EL PISO DESCENDENTE DE LA GARGANTA, SE LE LLAMA "CRESTA" DEL MEDIDOR. LA GARGANTA CONECTA CON LA SALIDA, EN LA CUAL LAS PAREDES SON SIMÉTRICAMENTE DIVERGENTES Y EL PISO ESTÁ INCLINADO HACIA ARRIBA. LAS PAREDES DE LA ESTRUCTURA SON VERTICALES Y TANTO ÉSTAS COMO EL FONDO SON SIEMPRE PLANOS.

CUENTA LA ESTRUCTURA CON DOS TANQUES DE REPOSO DESTINADOS A MEDIR LAS CARGAS QUE SIRVEN PARA DETERMINAR EL GASTO. UNO DE ESTOS TANQUES ESTÁ SITUADO EN LA ENTRADA Y EN ÉL SE MIDE LA CARGA QUE SE DESIGNA POR H_A . EL OTRO TANQUE ESTÁ PRÓXIMO AL EXTREMO INFERIOR DE LA GARGANTA Y EN ÉL SE MIDE LA CARGA QUE SE DESIGNA POR H_B . EN CADA UNO DE ESTOS TANQUES SE ENCUENTRA UNA ESCALA, CUYO CERO DEBE TENER LA MISMA COTA QUE EL PISO DE LA ENTRADA, O SEA EL DE LA CRESTA DEL MEDIDOR. ES EN ESTOS TANQUES EN DONDE SE COLOCAN LOS FLOTADORES DE LOS LIMNÍGRAFOS, EN CASO DE QUE SE DOTE A LA ESTRUCTURA CON ESTOS APARATOS.

EN LA FIGURA 1 SE ENCUENTRA REPRESENTADO UN MEDIDOR PARSHALL Y EN ELLA SE ACOTAN SUS DIMENSIONES, CONSERVANDO PRÁCTICAMENTE LAS MISMAS NOTACIONES USADAS POR PARSHALL. CABE HACER LA ACLARACIÓN DE QUE EN ESTA FIGURA, ADENÁS DEL MEDIDOR PROPIAMENTE DICHO, EL CUAL CONSTA ÚNICAMENTE DE LOS

TRAMOS B.F. Y G. SE INCLUYEN DOS TRANSICIONES, UNA A LA ENTRADA Y OTRA A LA SALIDA DEL MEDIDOR. ESTAS TRANSICIONES PUEDEN SER DE UN DISEÑO CUALQUIERA Y AUN PUEDEN SUPRIMIRSE EN EL CASO DE ESTRUCTURAS MUY PEQUEÑAS (MENORES DE 50 CENTÍMETROS), ESPECIALMENTE SI ÉSTAS SON PORTÁTILES Y CONSTRUÍDAS DE LÁMINA DE FIERRO. DEBEN PREFERIRSE LAS TRANSICIONES MÁS SIMPLES PUES DE LO CONTRARIO RESULTARÁ QUE LA CONSTRUCCIÓN DE LA TRANSICIÓN SERÍA MÁS DIFÍCIL O COSTOSA QUE LA DE LA ESTRUCTURA MISMA.

ES FUNDAMENTAL PARA LA PRECISIÓN DE LOS RESULTADOS, QUE EL PISO DE LA ENTRADA SEA PERFECTAMENTE PLANO Y HORIZONTAL Y QUE LA CRESTA SEA TAMBIÉN HORIZONTAL Y RECTA, ASÍ COMO QUE DESPUÉS DE CONSTRUÍDA, LA ESTRUCTURA TENGA SUS DIMENSIONES PRECISAMENTE IGUALES A LAS ESPECIFICADAS EN EL DISEÑO CORRESPONDIENTE.

LA ANCHURA W DE LA GARGANTA DETERMINA, EN CIERTO MODO, LAS DEMÁS DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA, ASÍ COMO LA CAPACIDAD DE LA MISMA, RAZÓN POR LA CUAL UN MEDIDOR QUEDA COMPLETAMENTE DEFINIDO CONOCIENDO EL VALOR DE W . POR ESTAS RAZONES, A LA ANCHURA W DE LA GARGANTA, SE LE LLAMA "TAMAÑO DEL MEDIDOR".

DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL.

EL DISEÑO UN MEDIDOR PARSHALL ES ÚNICAMENTE UN PROCESO DE INTERPOLACIÓN PARA ENCONTRAR LAS DIMENSIONES DEL MEDIDOR DESEADO, USANDO PARA HACER TAL INTERPOLACIÓN, LOS VALORES DE LAS DIMENSIONES DE LOS MEDIDORES CON LOS CUALES PARSHALL EXPERIMENTÓ. PARA ESTE FIN RESULTA CONVENIENTE ENCONTRAR LAS REGLAS ARBITRARIAS QUE PARSHALL USÓ PARA HACER VARIAR LAS DIMENSIONES DE LAS ESTRUCTURAS CON QUE EXPERIMENTÓ.

EN LA TABLA NÚM. 1 SE HAN RECOPIADO LAS DIMENSIONES DE LAS ESTRUCTURAS USADAS EN LOS EXPERIMENTOS DE PARSHALL, EXPRESÁNDOLAS EN PIES Y EN FRACCIONES DECIMALES DE PIE. ÉSTOS DATOS FUERON TOMADOS DE LAS SIGUIENTES --

1. UNA ESTRUCTURA CON LA CUAL PUEDE DETERMINARSE EL GASTO CON BASTANTE PRECISIÓN PUES AUN PARA CUANDO TRABAJA AHOGADA, EL ERROR NO PASA DEL 5%, Y CUANDO TRABAJA LIBREMENTE, EL ERROR ES MENOR DEL 3%.

2.- ESTAS ESTRUCTURAS TRABAJAN EFICIENTEMENTE TANTO PARA GASTOS PEQUEÑOS COMO PARA GASTOS CONSIDERABLES, DE MANERA QUE LA OSCILACIÓN EN EL GASTO PUEDE TENER NUEVA AMPLITUD SIN QUE POR ELLA DEJE DE SER DETERMINADO CON BASTANTE EXACTITUD.

3.- PARA SU FUNCIONAMIENTO REQUIEREN UNA PÉRDIDA DE CARGA DEMASIADO PEQUEÑA SI SE LE COMPARA CON LA QUE ORIGINAN OTRAS ESTRUCTURAS DE AFORO, PUES LA PÉRDIDA DE CARGA PRODUCIDA POR UN MEDIDOR PARSHALL TRABAJANDO A DEBIDA CARGA LIBRE, ES APROXIMADAMENTE LA CUARTA PARTE DE LA PÉRDIDA DE CARGA QUE ORIGINARÍA UN VERTEDOR.

4.- A DIFERENCIA DE OTRAS ESTRUCTURAS, EN LOS MEDIDORES PARSHALL LA VELOCIDAD DEL AGUA AUMENTA Y POR ESA RAZÓN NO SE PROVOCAN AZOLVES AGUAS ARRIBA DE LA ESTRUCTURA NI EN ELLA MISMA, MANTENIÉNDOSE CONSTANTEMENTE LIBRE DE OBSTRUCCIONES Y POR LO TANTO EN CONDICIONES DE NO DISMINUIR SU PRECISIÓN A MEDIDA QUE EL TIEMPO TRANSCURRE.

5.- LA VELOCIDAD DE LLEGADA TIENE UNA INFLUENCIA INAPRECIABLE EN EL FUNCIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA Y ESTO HACE QUE ADÉMÁS DE SER INNECESARIAS LAS CÁMARAS DE REPOSO, PUEDA SER USADA EN CONDICIONES EN QUE OTRAS ESTRUCTURAS PROPORCIONARÍAN DATOS INCORRECTOS.

6.- EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA ES DEMASIADO SIMPLE Y SU CONSTRUCCIÓN RESULTA POR LO TANTO BARATA, ESPECIALMENTE SI LA ESTRUCTURA SE SITÚA EN LUGARES QUE DEBEN SER PROVISTOS DE REVERTIMIENTO O SI SE COMBINA CON ALGUNAS OTRAS ESTRUCTURAS.

NATURALEZA DE LAS FÓRMULAS RELATIVAS A MEDIDORES PARSHALL.

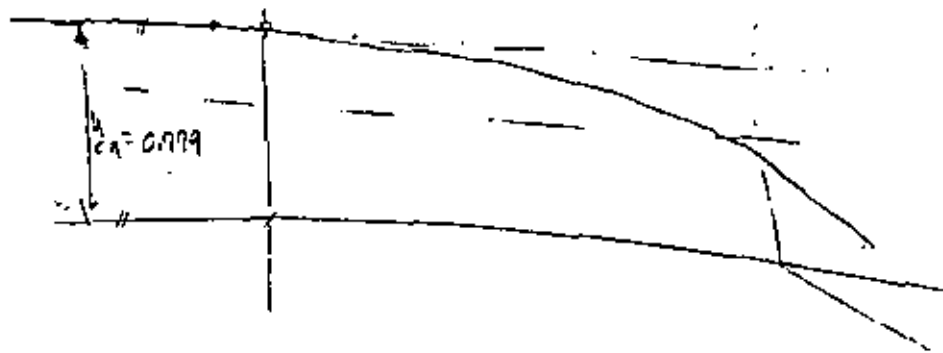
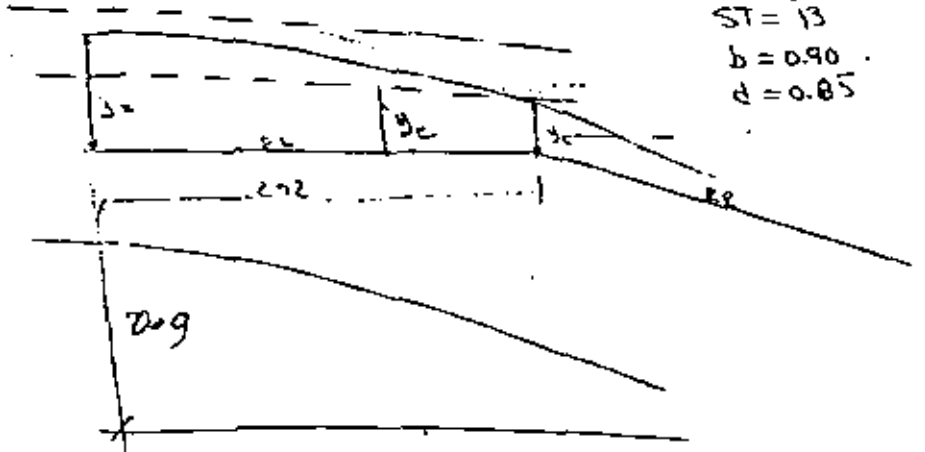
LAS FÓRMULAS RELATIVAS A MEDIDORES PARSHALL SON COMPLETAMENTE EMPÍRICAS Y FUERON ESTABLECIDAS MEDIANTE EL ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN UNA GRAN CANTIDAD DE EXPERIMENTOS EJECUTADOS, USANDO MEDIDORES DE CAPACIDADES DIFERENTES. PARA AUMENTAR LA CAPACIDAD DE LOS MEDIDORES, PARSHALL HIZO VARIAR LAS DIMENSIONES DE LOS MISMOS; AUN CUANDO LAS DIMENSIONES DE LAS ESTRUCTURAS NO VARIARON SIGUIENDO UNA LEY DEFINIDA, SINO DE UNA MANERA MÁS O MENOS ARBITRARIA, SE ENCONTRÓ QUE PARA MEDIDORES CUYA AMPLITUD EN LA GARGANTA ESTABA COMPRENDIDA ENTRE UNO Y OCHO PIES, EL GASTO SE OBTENÍA POR MEDIO DE UNA MISMA FÓRMULA. IGUALMENTE SE ENCONTRÓ QUE TRATÁNDOSE DE MEDIDORES DE DIEZ A CINCUENTA PIES, EL GASTO ESTABA DADO TAMBIÉN POR UNA MISMA FÓRMULA. LO ANTERIOR DEMUESTRA QUE, TRATÁNDOSE DE LOS DISTINTOS TAMAÑOS DE MEDIDOR PARA LOS CUALES ES VÁLIDA UNA MISMA FÓRMULA, PARA DETERMINAR EL GASTO, LA FORMA UN TANTO IRREGULAR EN QUE PARSHALL HIZO VARIAR SUS DIMENSIONES AL IR HACIÉNDOLOS MAYORES, NO ALTERÓ FUNDAMENTALMENTE EL FENÓMENO NATURAL DEL CUAL ES EXPRESIÓN LA FÓRMULA EMPÍRICA CON QUE SE CALCULA EL GASTO.

TENIENDO EN CUENTA LO ANTERIOR, RESULTA EVIDENTE QUE LAS MISMAS FÓRMULAS QUE FUERON ENCONTRADAS EXPERIMENTALMENTE POR PARSHALL PARA LAS ESTRUCTURAS USADAS EN SUS EXPERIMENTOS, SON IGUALMENTE VÁLIDAS TRATÁNDOSE DE OTRAS ESTRUCTURAS DE DIMENSIONES INTERMEDIAS, A LAS USADAS PARA OBTENER ESTAS FÓRMULAS. EN CONSECUENCIA RESULTA POSIBLE DISEÑAR MEDIDORES PARSHALL DE UN TAMAÑO CUALQUIERA, SIEMPRE Y CUANDO QUEDE COMPRENDIDO ENTRE LOS LÍMITES ABRACADOS POR LOS EXPERIMENTOS DE PARSHALL. ES ASÍ POSIBLE DISEÑAR MEDIDORES PARSHALL CUYO TAMAÑO (AMPLITUD EN LA GARGANTA) VARÍE POR EJEMPLO DE MEDIO METRO EN MEDIO METRO Y NO RESULTA INDISPENSABLE EL USO DE MEDIDORES

$\lambda_c = 2.12$
 $\gamma_c = 0.6895$
 $\psi_c = 2.093$
 $\lambda_c = 1.319$

$C_n = 0.719$ $b = 0.90$
 $t = 1.5$ $A = 1.6196$
 $S = 0.002$ $P = 3.712$
 $\eta = 0.015$ $Q = 0.935$
 $Q = 2.76$ $V = 1.711$
 $Q_a = 2.763$

$ST = 13$
 $b = 0.90$
 $d = 0.85$



M E D I D O R E S P A R S H A L L

DESARROLLO DE LA ESTRUCTURA Y CALIDADES DE LA MISMA.

G. V. CONE, DE LA ESTACION AGRICOLA EXPERIMENTAL DE COLORADO, E.U.A., EN 1915 DISEÑO UNA ESTRUCTURA DESTINADA A MEDIR EL AGUA CONDUcida POR CANALES, A LA CUAL LLAMÓ CONDUCTO MEDIDOR DE VENTURI, PUES ERA UNA MODIFICACION DE LOS VENTURIMETROS USADOS EN TUBERIAS. EL OBJETO DE DISEÑAR ESTA ESTRUCTURA ERA BUSCAR UN NUEVO MEDIDOR QUE NO REQUIRIERA UNA PÉRDIDA DE CARGA CONSIDERABLE.

DESDE 1920, A.L. PARSHALL, DE LA MISMA ESTACION EXPERIMENTAL, CONTINUÓ LAS INVESTIGACIONES DE CONE, E INTRODUCIÓ EN EL "MEDIDOR DE VENTURI" MODIFICACIONES QUE TERMINARON POR PRODUCIR UNA ESTRUCTURA RADICALMENTE DIFERENTE A LA IDEADA POR CONE. LA NUEVA ESTRUCTURA NO PADECÍA DE ALGUNOS DEFECTOS QUE TENÍA LA ESTRUCTURA PRIMITIVA. PARSHALL EJECUTÓ NÚMEROSOS EXPERIMENTOS CON SU NUEVA ESTRUCTURA Y LOGRÓ ENCONTRAR FÓRMULAS EMPÍRICAS CON LAS CUALES PUEDE CALCULARSE EL GASTO CON UN ERROR NO MAYOR DEL 5%.

TENIENDO EN CUENTA LOS TRABAJOS EJECUTADOS POR PARSHALL Y POR RECOMENDACION DEL COMITÉ DE RIEGOS DE LA SOCIEDAD AMERICANA DE INGENIEROS CIVILES, CON LA APROBACION DEL DEPARTAMENTO DE AGRICULTURA DE LOS ESTADOS UNIDOS Y DE LA ESTACION EXPERIMENTAL DE COLORADO, SE ACORDÓ DESIGNAR A LA NUEVA ESTRUCTURA, CON EL NOMBRE DE MEDIDOR PARSHALL.

LAS VENTAJAS DE LOS MEDIDORES PARSHALL COMO ESTRUCTURAS DE AFORO SON LAS SIGUIENTES:

ALMENA DEL	03	05	06	07	09	11	12	14	16	18	20	21	22
Y	A	P	R	R ² /A	V	V ² /2g	E	ΔE	S1	S2	ΔX	X	
1	0.249	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
2	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
3	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
4	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
5	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
6	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
7	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
8	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
9	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
10	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
11	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
12	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
13	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
14	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
15	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
16	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
17	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
18	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
19	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
20	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
21	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
22	0.250	0.001	0.250	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001

5

Bernoulli entre 4 y 5

$$d_4 + h_{v4} + 0.4 h_{v4} = d_5 + h_{v5} + \frac{P_5}{\rho g}$$

$$1.55 + 0.015 + 0.4(0.015) = 1.22 + 0.308 + \frac{P_5}{\rho g}$$

$$\frac{P_5}{\rho g} = 0.043$$

$$A_5 = 1.22 \times 0.92 = 1.122 \text{ m}^2, V_5 = \frac{2.76}{1.122} = 2.46, h_{v5} = 0.308$$

Bernoulli entre (5 y 6)

$$d_5 + h_{v5} + \frac{P_5}{\rho g} + h_f = d_6 + h_{v6} + \frac{P_6}{\rho g}$$

$$h_f = \left(\frac{V_5}{K^2/g}\right)^2 L = \left(\frac{2.46 \times 0.015}{(0.262^2/g)}\right)^2 \times 9 = 0.057$$

$$\frac{P_6}{\rho g} = 0.043 + 0.057 = 0.10 \text{ m}$$

Bernoulli entre (6 y 7)

$$d_6 + h_{v6} + \frac{P_6}{\rho g} + 0.2(h_{v6}) + 0.08 = d_7 + h_{v7}$$

$$1.77 = d_7 + h_{v7}$$

se assume para $d_7 = 1.59 \text{ m}$

$$A_7 = 1.59 \times 0.92 = 1.463$$

$$V_7 = \frac{2.76}{1.463} = 1.887$$

$$h_{v7} = 0.181$$

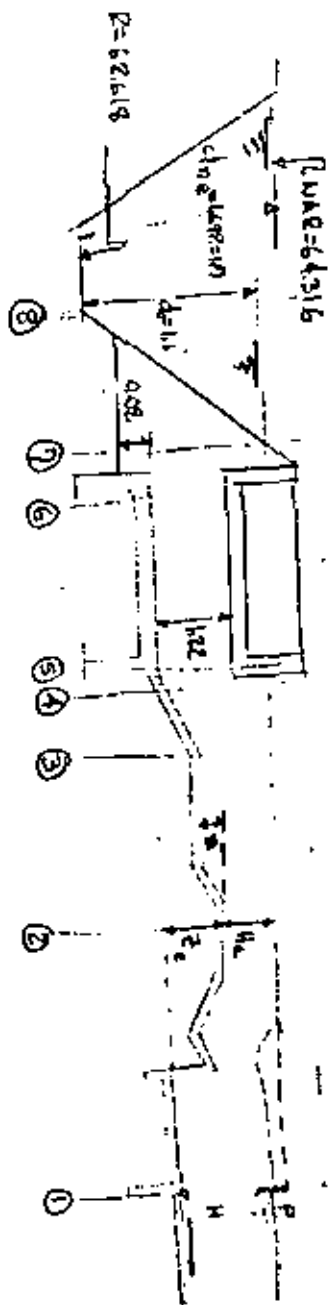
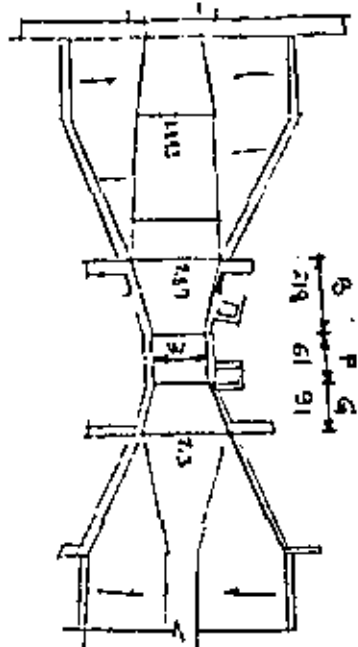
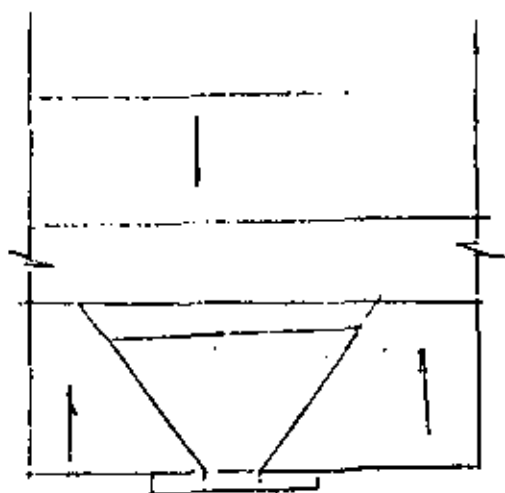
$$d_7 + h_{v7} = 1.59 + 0.181 = 1.77 \text{ ok}$$

Suma de Perdidas

- 1-2 - 0.24
 - 2-3 -
 - 3-4 - 0.005
 - 4-5 - 0.006
 - 5-6 - 0.057
 - 6-7 - 0.062
- $$h_f = 0.370$$

Bernoulli entre 1 y 7

$$d_1 + h_{v1} + z_{piedra}$$



Bernoulli entre ① y ②

$$d_1 + h_{v1} + P \approx H_a + z_2 + h_{v2}$$

$$h_{v1} = \frac{Q^2}{A^2} = \frac{1.711^2}{1.2146} = 0.149; \quad d_1 = 0.78$$

$$0.78 + 0.149 + 0.24 \approx 0.708 + z_2 + h_{v2}$$

$$A_2 = H_a \times b_2 = 0.708 \times 2.58 = 1.827$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{2.76}{1.827} = 1.511 \text{ m/s}$$

$$h_{v2} = \frac{1.511^2}{19.62} = 0.116 \text{ m}$$

Despejando $z_2 = 0.345$

Bernoulli entre ② y ③

$$H_a + h_{v2} + z = d_3 + h_{v3}$$

$$0.708 + 0.116 + 0.25 = d_3 + h_{v3}$$

$$1.174 = d_3 + h_{v3}$$

se cumple para $d_3 = 1.13$

$$A_3 = 1.13 \times 1.895 + 0.75 \times 1.13^2 = 3.099$$

$$V_3 = 0.891$$

$$h_{v3} = 0.04 \therefore d_3 + h_{v3} = 1.13 + 0.04 = 1.17 \text{ ok}$$

Bernoulli entre ② y ④

$$d_3 + h_{v3} + z_4 + h_f = d_4 + h_{v4}$$

$$1.13 + 0.04 + 0 + 0.2(0.04 - h_{v4}) = d_4 + h_{v4}$$

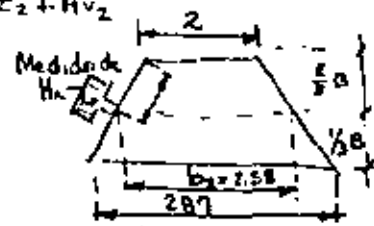
$$1.17 + 0.2(0.04 - h_{v4}) = d_4 + h_{v4}$$

Se cumple para $d_4 = 1.55 \text{ m}$

$$A_4 = 1.55 \times 0.92 + 1.5 \times 1.55^2 = 5.03 \text{ m}^2$$

$$V_4 = \frac{2.76}{5.03} = 0.549 \therefore h_{v4} = 0.015$$

$$1.17 + 0.005 = 1.55 + 0.015 \quad \text{ok}$$



Ver dimensiones en
Pag 17, 18

2

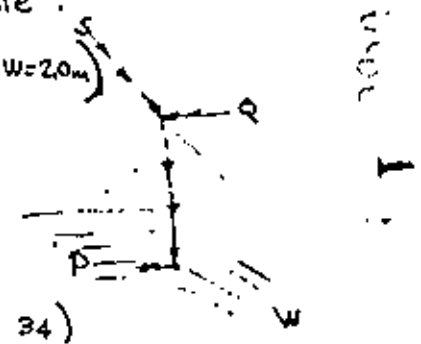
DATOS HIDRÁULICOS DEL CAHAL

	SECCIONAL	SECCIONAL	LATERAL CON CORRECCIONES
1 (m)	0.82	2.783	
2 (m)	0.805	2.725	2.763
3 (m)	0.78	1.572	1.73
4 (m)	0.725	1.249	1.6146
5 (m)	0.622	0.4663	0.935
6 (m)	0.70	0.00	0.90
7 (m)	0.70	0.079	0.779 = H
8 (m)	0.50	0.15	
9 (m)	0.50	—	
10 (m)	0.59	0.05	
11 (m)	0.016	0.015	
12 (m)	1.51	1.51	
13 (m)	0.0002	0.002	0.002
14 (m)	6.00	4.00	
15 (m)	2.50	2.00	
16 (m)	0.20	0.15	

DISEÑO PRELIMINAR DEL PARSHALL

1- Para $Q_{mediana} = 2.76 \text{ m}^3/\text{seg}$ se consultan las tablas de dimensiones y gastos (pag 17 y 18 TSELAN 2) para este ejemplo se toma un parshall para $w=2$ ya que $Q_{max} = 3.18 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{min} = 0.09 \text{ m}^3/\text{s}$ en este caso se trata q' haberte a descarga libre por lo cual se toma un % de Emersion $\epsilon = 0.7$ (ver pag. 20)

2- Consultando el nomograma para calcular la perdida de carga pag. 95 se tiene:
 (q' para $\epsilon=0.7$, $Q=2.76 \text{ m}^3/\text{seg}$ y $w=2.0 \text{ m}$)
 se encuentra $p=24$



3- Cálculo de $Z = H + P - H_a$ (ver fig 13 pag 34)

a) Primero se calcula H_a en pag 67; $H_a = 0.708 \text{ m}$ según nomograma.
 $H =$ tirante q' se tiene al salir del aforador
 $H = 0.719 \approx 0.78$ (ver hoja 3 para su calculo)
 $Z \approx 0.78 + 0.24 - 0.708 = 0.312$
 se acostumbra aumentar de 2 a 3 cm por la pérdida por fricción en este caso se toma $\epsilon = 0.35$





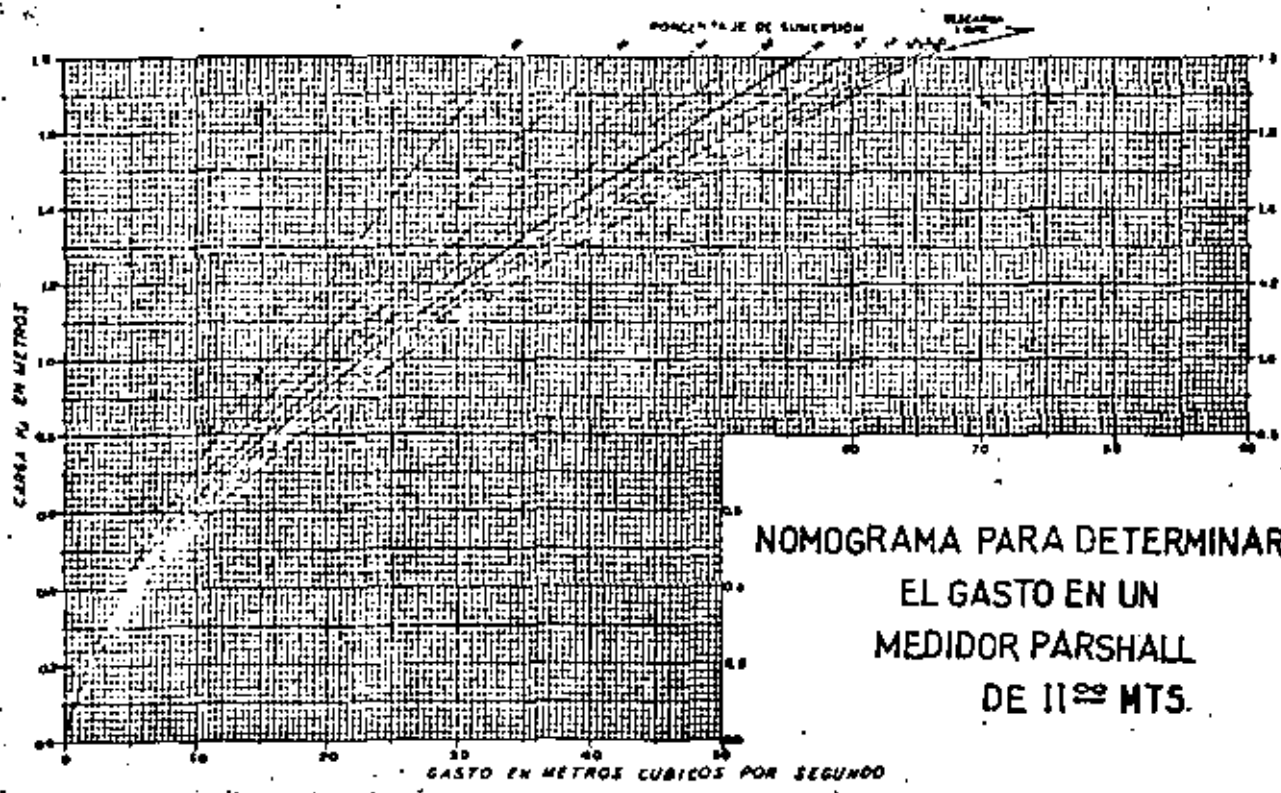
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

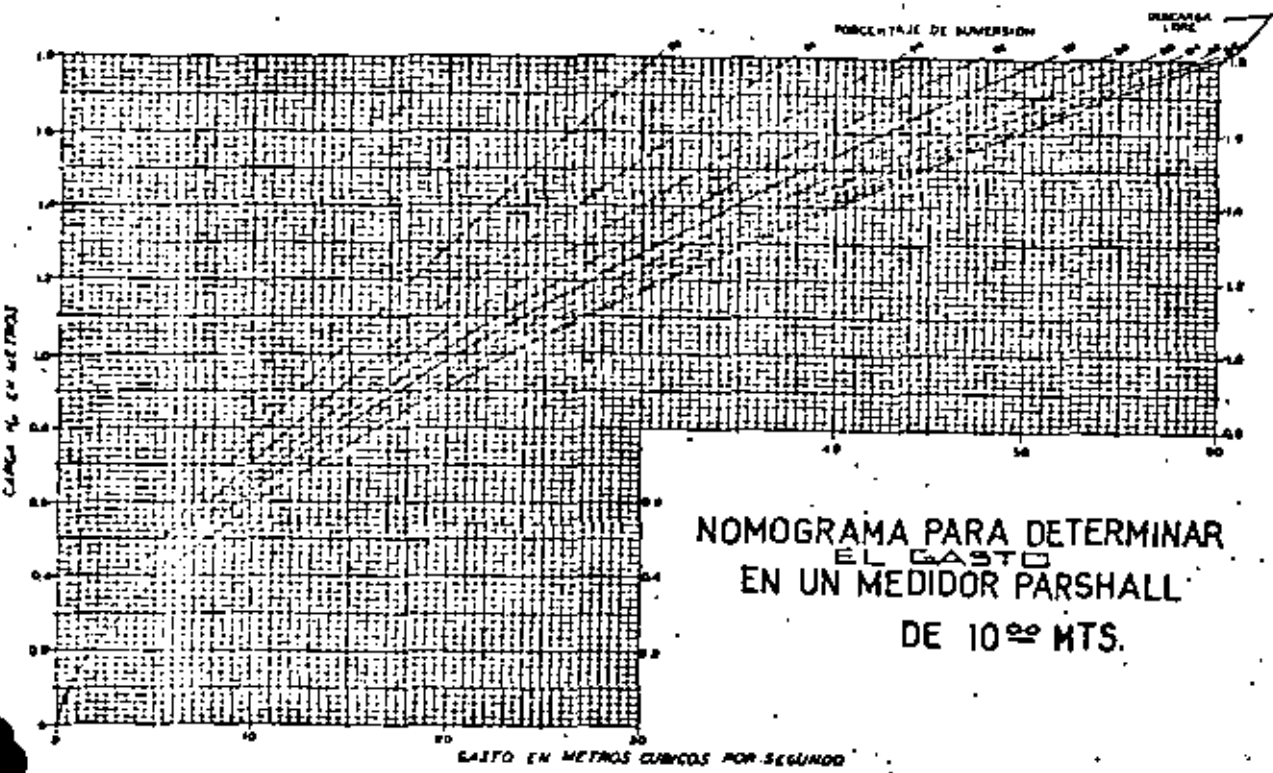
PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO

ING. RODOLFO A. ORTEGA A.

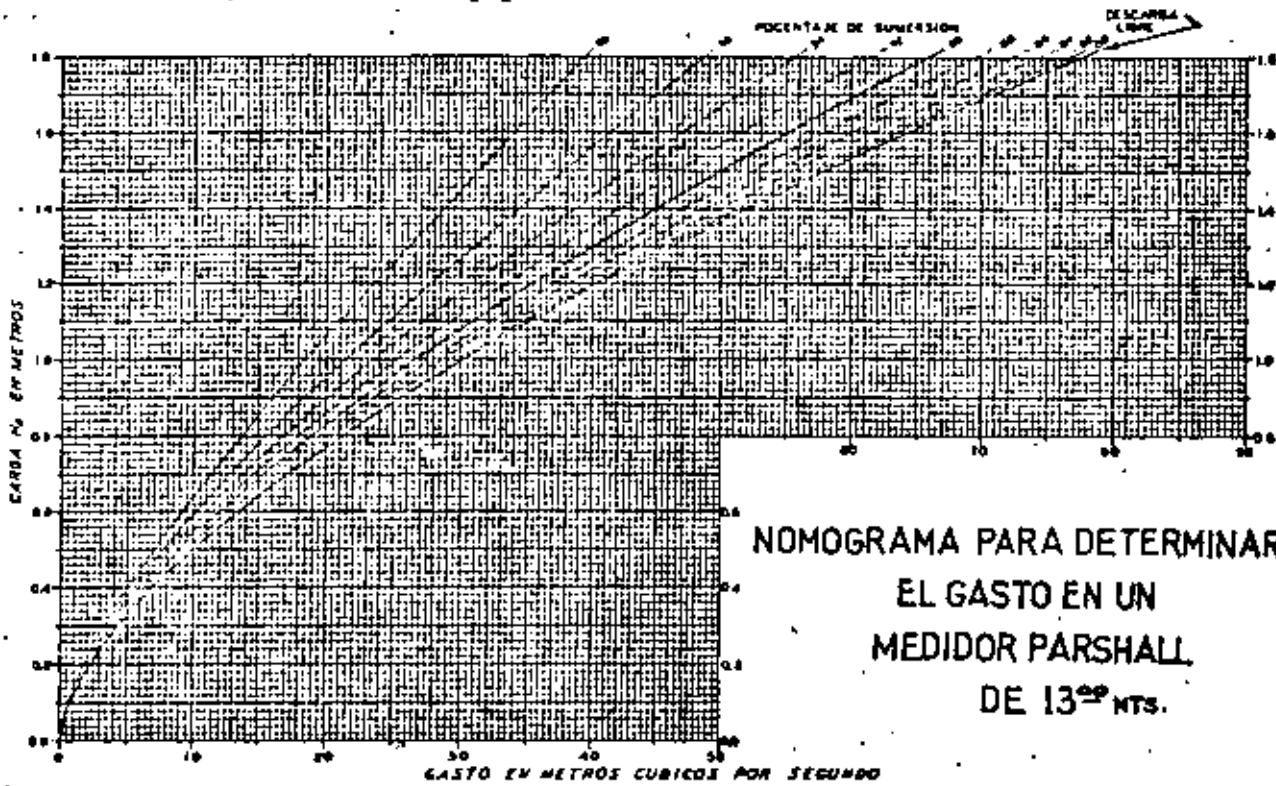
AGOSTO, SEPT. 1982



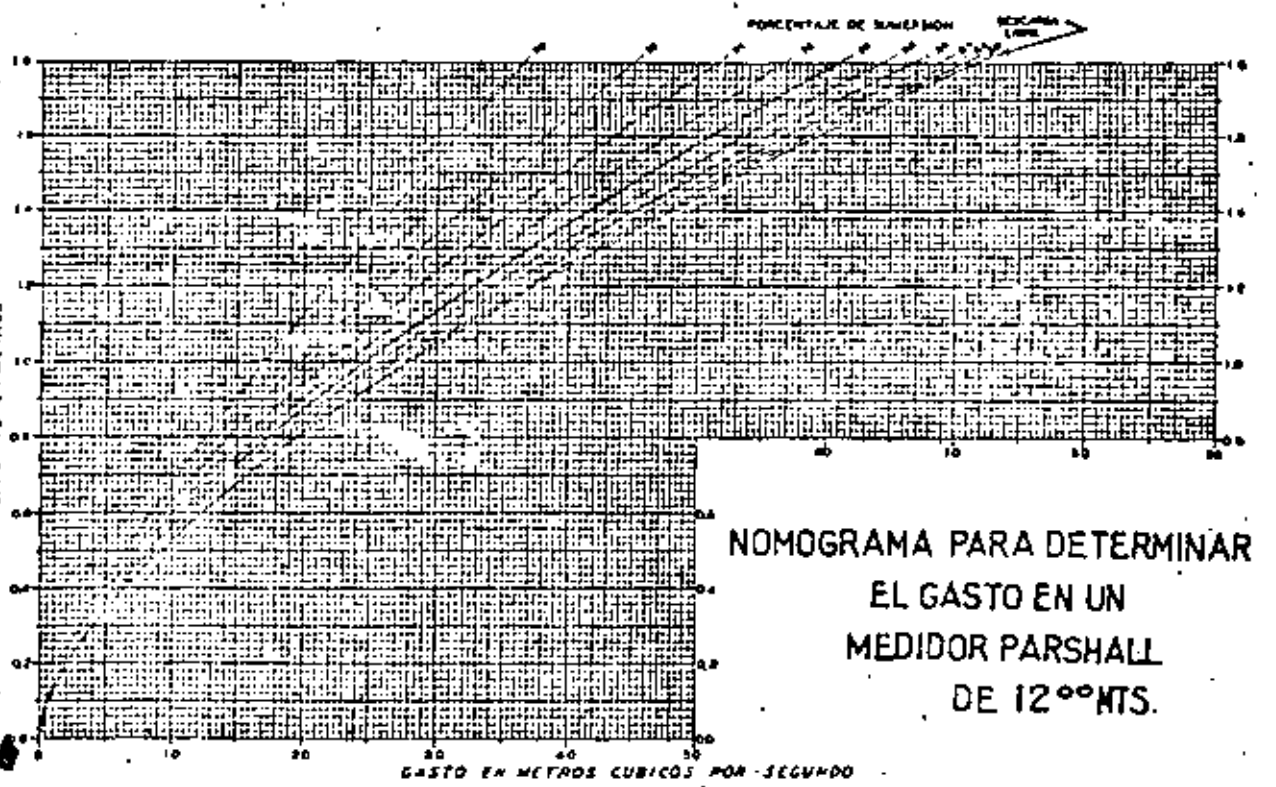
NOMOGRAMA PARA DETERMINAR
EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL
DE 11⁰⁰ MTS.



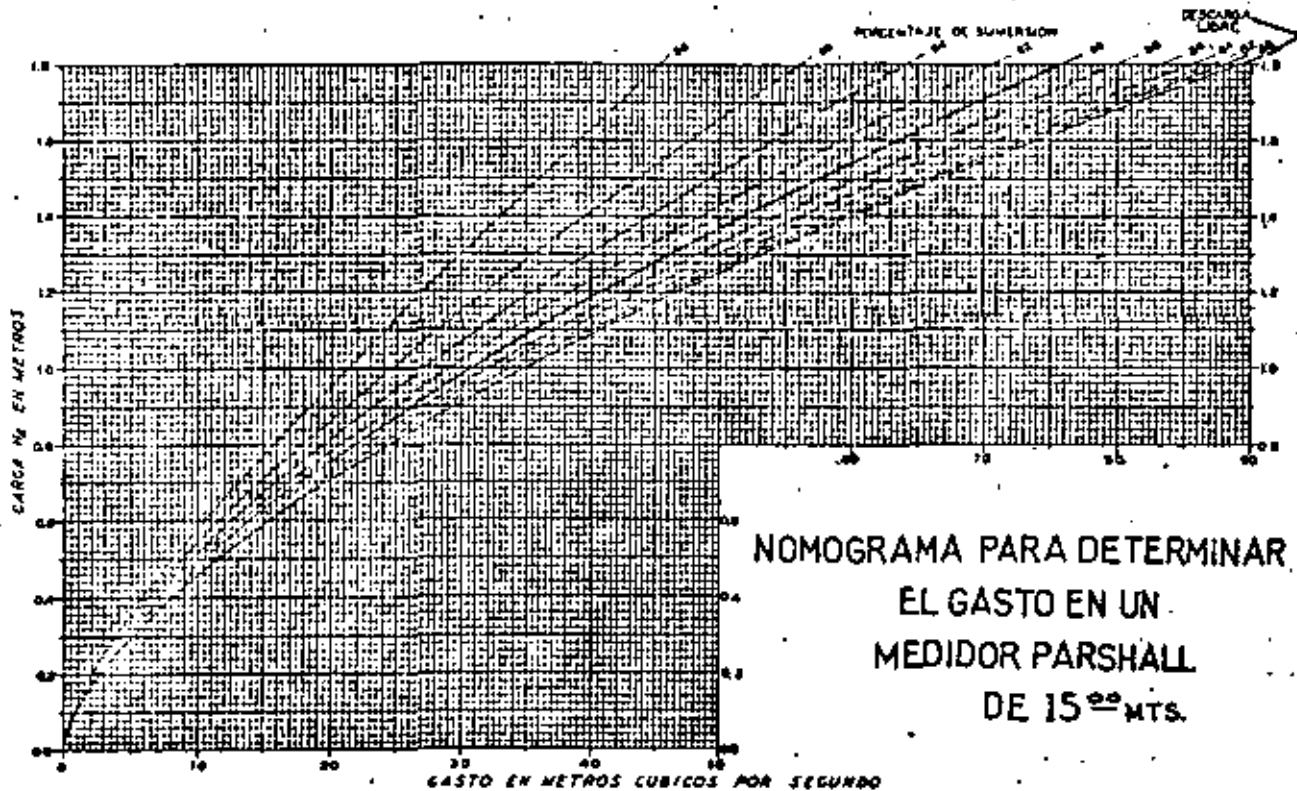
NOMOGRAMA PARA DETERMINAR
EL GASTO
EN UN MEDIDOR PARSHALL
DE 10⁰⁰ MTS.



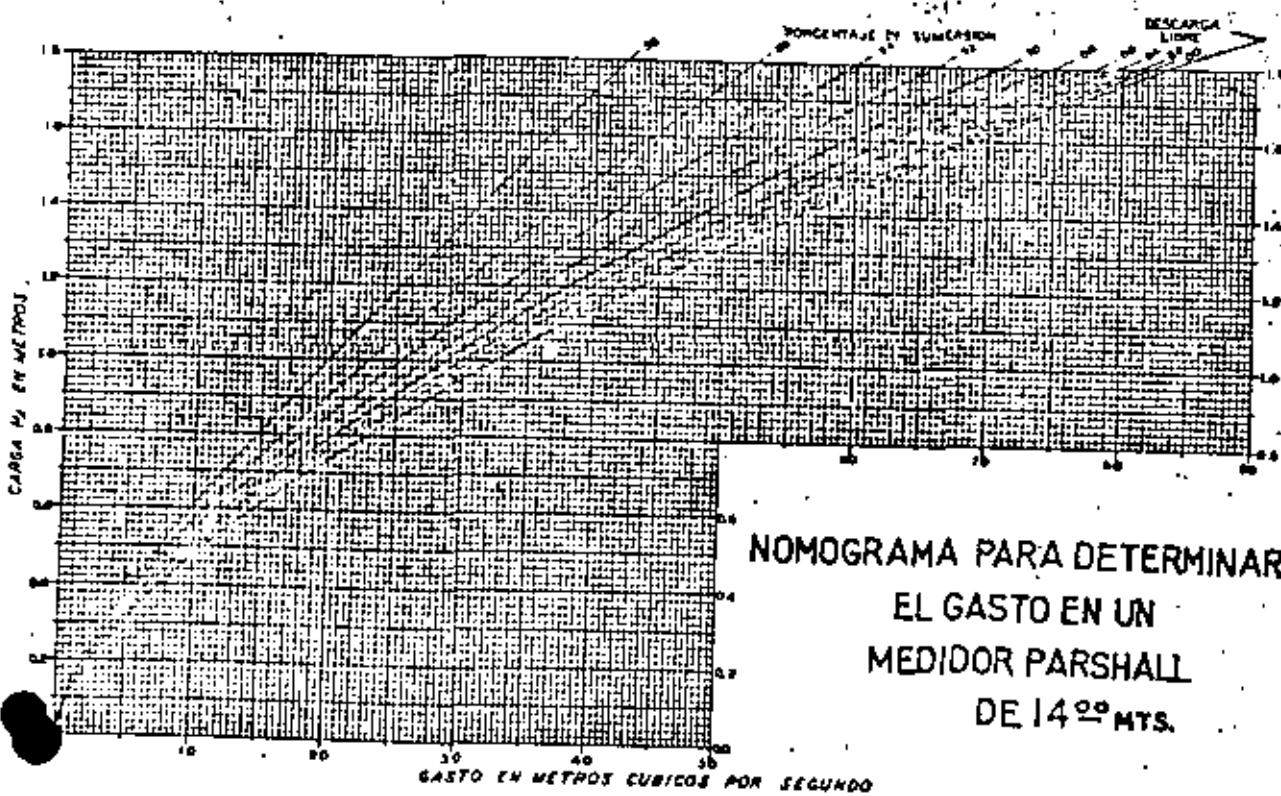
NOMOGRAMA PARA DETERMINAR
EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL
DE 13⁰⁰ MTS.



NOMOGRAMA PARA DETERMINAR
EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL
DE 12⁰⁰ MTS.



NOMOGRAMA PARA DETERMINAR
EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL
DE 15^{os} MTS.



NOMOGRAMA PARA DETERMINAR
EL GASTO EN UN
MEDIDOR PARSHALL
DE 14^{os} MTS.

BANOS EN LITROS POR SEGUNDO DE UN MEDIDA PARALELA DE 0.15 METROS.

CARGA No. EN CMS	PROFUNDIDAD LITROS	PORCENTAJE DE SUBMERSION								
		60	65	70	75	80	85	90	95	99
2	0.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	3.4	3.2	3.1	3.1	3.0	2.9	2.9	2.7	2.5	2.3
10	10.0	10.0	9.8	9.7	9.5	9.1	8.6	8.4	8.1	7.8
15	18.0	18.2	18.5	18.2	17.7	17.0	16.4	15.9	15.3	14.7
20	26.0	27.2	28.4	28.2	27.4	26.2	25.3	24.0	23.7	22.7
25	34.6	36.1	37.5	37.6	36.8	35.7	34.7	33.6	32.6	31.6
30	43.9	45.3	47.1	47.3	46.4	45.0	43.9	42.9	41.9	41.0
35	52.6	54.7	57.1	57.6	56.7	55.3	54.2	53.2	52.2	51.2
40	60.6	63.3	66.1	67.0	66.1	64.7	63.6	62.6	61.6	60.6

TABLA NUM. 5

BANOS EN LITROS POR SEGUNDO DE UN MEDIDA PARALELA DE 0.20 METROS.

CARGA No. EN CMS	PROFUNDIDAD LITROS	PORCENTAJE DE SUBMERSION												
		70	72	74	76	78	80	82	84	86	88	90	92	94
5	7	5	5	5	5	5	5	4	4	4	3	3	2	
10	20	18	18	18	18	18	17	17	16	15	14	13	11	
15	34	34	35	35	35	34	34	33	32	31	30	29	27	
20	50	50	51	51	51	50	50	49	48	47	46	45	43	
25	68	70	71	71	71	70	70	69	68	67	66	65	63	
30	89	91	92	92	92	91	91	90	89	88	87	86	84	
40	129	132	134	134	134	133	132	131	130	129	128	127	125	
50	169	173	176	176	176	175	174	173	172	171	170	169	167	
60	212	216	220	220	220	219	218	217	216	215	214	213	211	
70	259	264	268	268	268	267	266	265	264	263	262	261	259	
80	312	317	321	321	321	320	319	318	317	316	315	314	312	
90	371	376	380	380	380	379	378	377	376	375	374	373	371	
100	436	441	445	445	445	444	443	442	441	440	439	438	436	

TABLA NUM. 6

BANOS EN LITROS POR SEGUNDO DE UN MEDIDA PARALELA DE 0.50 METROS.

CARGA No. EN CMS	PROFUNDIDAD LITROS	PORCENTAJE DE SUBMERSION												
		70	72	74	76	78	80	82	84	86	88	90	92	94
5	11	8	8	8	8	8	7	7	7	7	6	5	4	
10	33	30	30	30	30	29	29	28	28	27	26	25	23	
15	64	59	59	59	59	58	58	57	56	55	54	53	51	
20	97	93	93	93	92	90	89	87	85	84	83	82	80	
25	131	128	128	128	128	127	126	125	124	123	122	121	119	
30	164	162	162	162	162	161	160	159	158	157	156	155	153	
40	215	214	214	214	214	213	212	211	210	209	208	207	205	
50	279	278	278	278	278	277	276	275	274	273	272	271	269	
60	348	347	347	347	347	346	345	344	343	342	341	340	338	
70	423	422	422	422	422	421	420	419	418	417	416	415	413	
80	504	503	503	503	503	502	501	500	499	498	497	496	494	

TABLA NUM. 7

BANOS EN LITROS POR SEGUNDO DE UN MEDIDA PARALELA DE 1.25 METROS.

CARGA No. EN CMS	PROFUNDIDAD LITROS	PORCENTAJE DE SUBMERSION												
		70	72	74	76	78	80	82	84	86	88	90	92	94
5	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	
10	0.60	0.60	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	
15	0.92	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	
20	1.24	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	
25	1.56	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58	
30	1.88	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	
40	2.56	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	
50	3.24	3.27	3.27	3.27	3.27	3.27	3.27	3.27	3.27	3.27	3.27	3.27	3.27	
60	3.92	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	
70	4.60	4.63	4.63	4.63	4.63	4.63	4.63	4.63	4.63	4.63	4.63	4.63	4.63	
80	5.28	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31	
90	5.96	5.99	5.99	5.99	5.99	5.99	5.99	5.99	5.99	5.99	5.99	5.99	5.99	

CARGA No. EN CMS	PROFUNDIDAD LITROS	PORCENTAJE DE SUBMERSION												
		70	72	74	76	78	80	82	84	86	88	90	92	94
5	17	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	
10	30	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	
15	45	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	
20	60	59	59	59	59	59	59	59	59	59	59	59	59	
25	75	74	74	74	74	74	74	74	74	74	74	74	74	
30	90	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89	
35	105	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	104	
40	120	119	119	119	119	119	119	119	119	119	119	119	119	
45	135	134	134	134	134	134	134	134	134	134	134	134	134	
50	150	149	149	149	149	149	149	149	149	149	149	149	149	
55	165	164	164	164	164	164	164	164	164	164	164	164	164	
60	180	179	179	179	179	179	179	179	179	179	179	179	179	
65	195	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	194	
70	210	209	209	209	209	209	209	209	209	209	209	209	209	
75	225	224	224	224	224	224	224	224	224	224	224	224	224	
80	240	239	239	239	239	239	239	239	239	239	239	239	239	

TABLA NUM. 8

BANOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO DE UN MEDIDA PARALELA DE 1.00 METRO.

CARGA Kg EN MET.	PORCENTAJE DE SUBMERSION										
	DESCARGA (LITROS)	80	82	84	86	88	90	92	94	96	98
0.10	0.213	0.212	0.211	0.210	0.208	0.206	0.203	0.200	0.195	0.189	0.181
0.20	0.431	0.430	0.429	0.428	0.426	0.423	0.420	0.415	0.409	0.401	0.393
0.30	1.738	1.737	1.736	1.734	1.731	1.728	1.725	1.721	1.715	1.707	1.700
0.40	1.962	1.961	1.960	1.958	1.955	1.952	1.949	1.945	1.939	1.931	1.924
0.50	2.803	2.802	2.801	2.799	2.796	2.793	2.790	2.786	2.780	2.772	2.765
0.60	3.753	3.752	3.751	3.749	3.746	3.743	3.740	3.736	3.730	3.722	3.715
0.70	4.802	4.801	4.800	4.798	4.795	4.792	4.789	4.785	4.779	4.771	4.764
0.80	5.946	5.945	5.944	5.942	5.939	5.936	5.933	5.929	5.923	5.915	5.908
0.90	7.289	7.288	7.287	7.285	7.282	7.279	7.276	7.272	7.266	7.258	7.251
1.00	8.838	8.837	8.836	8.834	8.831	8.828	8.825	8.821	8.815	8.807	8.800
1.10	9.898	9.897	9.896	9.894	9.891	9.888	9.885	9.881	9.875	9.867	9.860
1.20	11.216	11.215	11.214	11.212	11.209	11.206	11.203	11.199	11.193	11.185	11.178
1.30	12.930	12.929	12.928	12.926	12.923	12.920	12.917	12.913	12.907	12.899	12.892
1.40	14.938	14.937	14.936	14.934	14.931	14.928	14.925	14.921	14.915	14.907	14.900
1.50	16.257	16.256	16.255	16.253	16.250	16.247	16.244	16.240	16.234	16.226	16.219
1.60	18.026	18.025	18.024	18.022	18.019	18.016	18.013	18.009	18.003	17.995	17.988
1.70	19.862	19.861	19.860	19.858	19.855	19.852	19.849	19.845	19.839	19.831	19.824
1.80	22.289	22.288	22.287	22.285	22.282	22.279	22.276	22.272	22.266	22.258	22.251

TABLA NUM. 16.

TAPO EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO EN UN MEDIDOR PARALELO DE 3.00 METROS.

CARGA Kg EN MET.	PORCENTAJE DE SUBMERSION										
	DESCARGA (LITROS)	80	82	84	86	88	90	92	94	96	98
0.10	0.249	0.248	0.247	0.246	0.244	0.242	0.239	0.237	0.234	0.231	0.228
0.20	0.498	0.497	0.496	0.495	0.493	0.491	0.488	0.486	0.483	0.480	0.477
0.30	1.495	1.494	1.493	1.492	1.490	1.488	1.485	1.483	1.480	1.477	1.475
0.40	2.227	2.226	2.225	2.224	2.222	2.220	2.218	2.215	2.212	2.210	2.207
0.50	3.182	3.181	3.180	3.179	3.177	3.175	3.173	3.170	3.167	3.165	3.162
0.60	4.299	4.298	4.297	4.296	4.294	4.292	4.290	4.287	4.284	4.282	4.279
0.70	5.490	5.489	5.488	5.487	5.485	5.483	5.481	5.478	5.475	5.473	5.470
0.80	6.748	6.747	6.746	6.745	6.743	6.741	6.739	6.736	6.733	6.731	6.728
0.90	8.130	8.129	8.128	8.127	8.125	8.123	8.121	8.118	8.115	8.113	8.110
1.00	9.634	9.633	9.632	9.631	9.629	9.627	9.625	9.622	9.619	9.617	9.614
1.10	11.252	11.251	11.250	11.249	11.247	11.245	11.243	11.240	11.237	11.235	11.232
1.20	12.990	12.989	12.988	12.987	12.985	12.983	12.981	12.978	12.975	12.973	12.970
1.30	14.844	14.843	14.842	14.841	14.839	14.837	14.835	14.832	14.829	14.827	14.824
1.40	16.822	16.821	16.820	16.819	16.817	16.815	16.813	16.810	16.807	16.805	16.802
1.50	18.930	18.929	18.928	18.927	18.925	18.923	18.921	18.918	18.915	18.913	18.910
1.60	22.257	22.256	22.255	22.254	22.252	22.250	22.248	22.245	22.242	22.240	22.237
1.70	25.801	25.800	25.799	25.798	25.796	25.794	25.792	25.789	25.786	25.784	25.781
1.80	29.569	29.568	29.567	29.566	29.564	29.562	29.560	29.557	29.554	29.552	29.549

TABLA NUM. 17.

TAPO EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO EN UN MEDIDOR PARALELO DE 3.00 METROS.

CARGA Kg EN MET.	PORCENTAJE DE SUBMERSION										
	DESCARGA (LITROS)	80	82	84	86	88	90	92	94	96	98
0.10	0.270	0.269	0.268	0.267	0.265	0.263	0.260	0.258	0.255	0.252	0.250
0.20	0.540	0.539	0.538	0.537	0.535	0.532	0.529	0.527	0.524	0.521	0.519
0.30	1.210	1.209	1.208	1.207	1.205	1.202	1.200	1.197	1.194	1.192	1.189
0.40	2.126	2.125	2.124	2.123	2.121	2.118	2.115	2.113	2.110	2.107	2.105
0.50	3.182	3.181	3.180	3.179	3.177	3.175	3.172	3.170	3.167	3.165	3.162
0.60	4.299	4.298	4.297	4.296	4.294	4.292	4.289	4.287	4.284	4.282	4.279
0.70	5.490	5.489	5.488	5.487	5.485	5.483	5.481	5.478	5.475	5.473	5.470
0.80	6.748	6.747	6.746	6.745	6.743	6.741	6.739	6.736	6.733	6.731	6.728
0.90	8.130	8.129	8.128	8.127	8.125	8.123	8.121	8.118	8.115	8.113	8.110
1.00	9.634	9.633	9.632	9.631	9.629	9.627	9.625	9.622	9.619	9.617	9.614
1.10	11.252	11.251	11.250	11.249	11.247	11.245	11.243	11.240	11.237	11.235	11.232
1.20	12.990	12.989	12.988	12.987	12.985	12.983	12.981	12.978	12.975	12.973	12.970
1.30	14.844	14.843	14.842	14.841	14.839	14.837	14.835	14.832	14.829	14.827	14.824
1.40	16.822	16.821	16.820	16.819	16.817	16.815	16.813	16.810	16.807	16.805	16.802
1.50	18.930	18.929	18.928	18.927	18.925	18.923	18.921	18.918	18.915	18.913	18.910
1.60	22.257	22.256	22.255	22.254	22.252	22.250	22.248	22.245	22.242	22.240	22.237
1.70	25.801	25.800	25.799	25.798	25.796	25.794	25.792	25.789	25.786	25.784	25.781
1.80	29.569	29.568	29.567	29.566	29.564	29.562	29.560	29.557	29.554	29.552	29.549

48

GASTO EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO EN UN MEDIDOR PARCIAL DE 6.00 METROS.

CARGA No EN MTS	PORCENTAJE DE SUBMERSION										
	80	82	84	86	88	90	92	94	96	98	99
0.10	0.351	0.356	0.364	0.372	0.380	0.388	0.396	0.404	0.412	0.420	0.428
0.20	0.851	0.857	0.867	0.875	0.883	0.891	0.899	0.907	0.915	0.923	0.931
0.30	1.351	1.358	1.369	1.377	1.385	1.393	1.401	1.409	1.417	1.425	1.433
0.40	1.851	1.859	1.871	1.879	1.887	1.895	1.903	1.911	1.919	1.927	1.935
0.50	2.351	2.360	2.373	2.381	2.389	2.397	2.405	2.413	2.421	2.429	2.437
0.60	2.851	2.861	2.875	2.883	2.891	2.900	2.908	2.916	2.924	2.932	2.940
0.70	3.351	3.362	3.377	3.385	3.393	3.401	3.409	3.417	3.425	3.433	3.441
0.80	3.851	3.863	3.879	3.887	3.895	3.903	3.911	3.919	3.927	3.935	3.943
0.90	4.351	4.364	4.381	4.389	4.397	4.405	4.413	4.421	4.429	4.437	4.445
1.00	4.851	4.865	4.883	4.891	4.900	4.908	4.916	4.924	4.932	4.940	4.948
1.10	5.351	5.366	5.385	5.393	5.401	5.409	5.417	5.425	5.433	5.441	5.449
1.20	5.851	5.867	5.887	5.895	5.903	5.911	5.919	5.927	5.935	5.943	5.951
1.30	6.351	6.368	6.389	6.397	6.405	6.413	6.421	6.429	6.437	6.445	6.453
1.40	6.851	6.869	6.891	6.899	6.907	6.915	6.923	6.931	6.939	6.947	6.955
1.50	7.351	7.370	7.393	7.401	7.409	7.417	7.425	7.433	7.441	7.449	7.457
1.60	7.851	7.871	7.895	7.903	7.911	7.919	7.927	7.935	7.943	7.951	7.959
1.70	8.351	8.372	8.397	8.405	8.413	8.421	8.429	8.437	8.445	8.453	8.461
1.80	8.851	8.873	8.899	8.907	8.915	8.923	8.931	8.939	8.947	8.955	8.963

TABLA NUM. 20

GASTO EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO EN UN MEDIDOR PARCIAL DE 7.00 METROS.

CARGA No EN MTS	PORCENTAJE DE SUBMERSION										
	80	82	84	86	88	90	92	94	96	98	99
0.10	0.401	0.406	0.414	0.422	0.430	0.438	0.446	0.454	0.462	0.470	0.478
0.20	0.901	0.907	0.917	0.925	0.933	0.941	0.949	0.957	0.965	0.973	0.981
0.30	1.401	1.408	1.420	1.428	1.436	1.444	1.452	1.460	1.468	1.476	1.484
0.40	1.901	1.909	1.922	1.930	1.938	1.946	1.954	1.962	1.970	1.978	1.986
0.50	2.401	2.410	2.424	2.432	2.440	2.448	2.456	2.464	2.472	2.480	2.488
0.60	2.901	2.911	2.926	2.934	2.942	2.950	2.958	2.966	2.974	2.982	2.990
0.70	3.401	3.412	3.428	3.436	3.444	3.452	3.460	3.468	3.476	3.484	3.492
0.80	3.901	3.913	3.930	3.938	3.946	3.954	3.962	3.970	3.978	3.986	3.994
0.90	4.401	4.414	4.432	4.440	4.448	4.456	4.464	4.472	4.480	4.488	4.496
1.00	4.901	4.915	4.934	4.942	4.950	4.958	4.966	4.974	4.982	4.990	4.998
1.10	5.401	5.416	5.436	5.444	5.452	5.460	5.468	5.476	5.484	5.492	5.500
1.20	5.901	5.917	5.938	5.946	5.954	5.962	5.970	5.978	5.986	5.994	6.002
1.30	6.401	6.418	6.440	6.448	6.456	6.464	6.472	6.480	6.488	6.496	6.504
1.40	6.901	6.919	6.942	6.950	6.958	6.966	6.974	6.982	6.990	6.998	7.006
1.50	7.401	7.420	7.444	7.452	7.460	7.468	7.476	7.484	7.492	7.500	7.508
1.60	7.901	7.921	7.946	7.954	7.962	7.970	7.978	7.986	7.994	8.002	8.010
1.70	8.401	8.422	8.448	8.456	8.464	8.472	8.480	8.488	8.496	8.504	8.512
1.80	8.901	8.923	8.950	8.958	8.966	8.974	8.982	8.990	8.998	9.006	9.014

TABLA NUM. 22

GASTO EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO EN UN MEDIDOR PARCIAL DE 8.00 METROS.

CARGA No EN MTS	PORCENTAJE DE SUBMERSION										
	80	82	84	86	88	90	92	94	96	98	99
0.10	0.451	0.456	0.464	0.472	0.480	0.488	0.496	0.504	0.512	0.520	0.528
0.20	0.951	0.957	0.967	0.975	0.983	0.991	0.999	1.007	1.015	1.023	1.031
0.30	1.451	1.459	1.472	1.480	1.488	1.496	1.504	1.512	1.520	1.528	1.536
0.40	1.951	1.960	1.974	1.982	1.990	1.998	2.006	2.014	2.022	2.030	2.038
0.50	2.451	2.461	2.476	2.484	2.492	2.500	2.508	2.516	2.524	2.532	2.540
0.60	2.951	2.962	2.978	2.986	2.994	3.002	3.010	3.018	3.026	3.034	3.042
0.70	3.451	3.463	3.480	3.488	3.496	3.504	3.512	3.520	3.528	3.536	3.544
0.80	3.951	3.964	3.982	3.990	3.998	4.006	4.014	4.022	4.030	4.038	4.046
0.90	4.451	4.465	4.484	4.492	4.500	4.508	4.516	4.524	4.532	4.540	4.548
1.00	4.951	4.966	4.986	4.994	5.002	5.010	5.018	5.026	5.034	5.042	5.050
1.10	5.451	5.467	5.488	5.496	5.504	5.512	5.520	5.528	5.536	5.544	5.552
1.20	5.951	5.968	5.990	5.998	6.006	6.014	6.022	6.030	6.038	6.046	6.054
1.30	6.451	6.469	6.492	6.500	6.508	6.516	6.524	6.532	6.540	6.548	6.556
1.40	6.951	6.970	6.994	7.002	7.010	7.018	7.026	7.034	7.042	7.050	7.058
1.50	7.451	7.471	7.496	7.504	7.512	7.520	7.528	7.536	7.544	7.552	7.560
1.60	7.951	7.972	7.998	8.006	8.014	8.022	8.030	8.038	8.046	8.054	8.062
1.70	8.451	8.473	8.500	8.508	8.516	8.524	8.532	8.540	8.548	8.556	8.564
1.80	8.951	8.974	8.992	9.000	9.008	9.016	9.024	9.032	9.040	9.048	9.056

49

TABLE OF METERS CORRECTED FOR DROPPED BY US METERS PARALLEL TO 10.00 METERS

CADA N.º DE M.º	PORCENTAJE DE SUBMERSION										
	RECORRIDO CLASE	E1	E2	E4	E6	E8	E10	E12	E14	E16	E18
0.10	1.300	0.505	0.510	0.515	0.520	0.525	0.530	0.535	0.540	0.545	0.550
0.20	2.590	1.112	1.117	1.122	1.127	1.132	1.137	1.142	1.147	1.152	1.157
0.30	3.880	1.594	1.599	1.604	1.609	1.614	1.619	1.624	1.629	1.634	1.639
0.40	5.170	2.076	2.081	2.086	2.091	2.096	2.101	2.106	2.111	2.116	2.121
0.50	6.460	2.558	2.563	2.568	2.573	2.578	2.583	2.588	2.593	2.598	2.603
0.60	7.750	3.040	3.045	3.050	3.055	3.060	3.065	3.070	3.075	3.080	3.085
0.70	9.040	3.522	3.527	3.532	3.537	3.542	3.547	3.552	3.557	3.562	3.567
0.80	10.330	4.004	4.009	4.014	4.019	4.024	4.029	4.034	4.039	4.044	4.049
0.90	11.620	4.486	4.491	4.496	4.501	4.506	4.511	4.516	4.521	4.526	4.531
1.00	12.910	4.968	4.973	4.978	4.983	4.988	4.993	4.998	5.003	5.008	5.013
1.10	14.200	5.450	5.455	5.460	5.465	5.470	5.475	5.480	5.485	5.490	5.495
1.20	15.490	5.932	5.937	5.942	5.947	5.952	5.957	5.962	5.967	5.972	5.977
1.30	16.780	6.414	6.419	6.424	6.429	6.434	6.439	6.444	6.449	6.454	6.459
1.40	18.070	6.896	6.901	6.906	6.911	6.916	6.921	6.926	6.931	6.936	6.941
1.50	19.360	7.378	7.383	7.388	7.393	7.398	7.403	7.408	7.413	7.418	7.423
1.60	20.650	7.860	7.865	7.870	7.875	7.880	7.885	7.890	7.895	7.900	7.905
1.70	21.940	8.342	8.347	8.352	8.357	8.362	8.367	8.372	8.377	8.382	8.387
1.80	23.230	8.824	8.829	8.834	8.839	8.844	8.849	8.854	8.859	8.864	8.869
1.90	24.520	9.306	9.311	9.316	9.321	9.326	9.331	9.336	9.341	9.346	9.351

TABLE 1002 A

TABLE OF METERS CORRECTED FOR DROPPED BY US METERS PARALLEL TO 13.00 METERS

CADA N.º DE M.º	PORCENTAJE DE SUBMERSION										
	RECORRIDO CLASE	E1	E2	E4	E6	E8	E10	E12	E14	E16	E18
0.10	1.500	0.500	0.505	0.510	0.515	0.520	0.525	0.530	0.535	0.540	0.545
0.20	3.000	1.000	1.005	1.010	1.015	1.020	1.025	1.030	1.035	1.040	1.045
0.30	4.500	1.500	1.505	1.510	1.515	1.520	1.525	1.530	1.535	1.540	1.545
0.40	6.000	2.000	2.005	2.010	2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045
0.50	7.500	2.500	2.505	2.510	2.515	2.520	2.525	2.530	2.535	2.540	2.545
0.60	9.000	3.000	3.005	3.010	3.015	3.020	3.025	3.030	3.035	3.040	3.045
0.70	10.500	3.500	3.505	3.510	3.515	3.520	3.525	3.530	3.535	3.540	3.545
0.80	12.000	4.000	4.005	4.010	4.015	4.020	4.025	4.030	4.035	4.040	4.045
0.90	13.500	4.500	4.505	4.510	4.515	4.520	4.525	4.530	4.535	4.540	4.545
1.00	15.000	5.000	5.005	5.010	5.015	5.020	5.025	5.030	5.035	5.040	5.045
1.10	16.500	5.500	5.505	5.510	5.515	5.520	5.525	5.530	5.535	5.540	5.545
1.20	18.000	6.000	6.005	6.010	6.015	6.020	6.025	6.030	6.035	6.040	6.045
1.30	19.500	6.500	6.505	6.510	6.515	6.520	6.525	6.530	6.535	6.540	6.545
1.40	21.000	7.000	7.005	7.010	7.015	7.020	7.025	7.030	7.035	7.040	7.045
1.50	22.500	7.500	7.505	7.510	7.515	7.520	7.525	7.530	7.535	7.540	7.545
1.60	24.000	8.000	8.005	8.010	8.015	8.020	8.025	8.030	8.035	8.040	8.045
1.70	25.500	8.500	8.505	8.510	8.515	8.520	8.525	8.530	8.535	8.540	8.545
1.80	27.000	9.000	9.005	9.010	9.015	9.020	9.025	9.030	9.035	9.040	9.045
1.90	28.500	9.500	9.505	9.510	9.515	9.520	9.525	9.530	9.535	9.540	9.545

TABLE OF METERS CORRECTED FOR DROPPED BY US METERS PARALLEL TO 17.00 METERS

CADA N.º DE M.º	PORCENTAJE DE SUBMERSION										
	RECORRIDO CLASE	E1	E2	E4	E6	E8	E10	E12	E14	E16	E18
0.10	1.700	0.500	0.505	0.510	0.515	0.520	0.525	0.530	0.535	0.540	0.545
0.20	3.400	1.000	1.005	1.010	1.015	1.020	1.025	1.030	1.035	1.040	1.045
0.30	5.100	1.500	1.505	1.510	1.515	1.520	1.525	1.530	1.535	1.540	1.545
0.40	6.800	2.000	2.005	2.010	2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045
0.50	8.500	2.500	2.505	2.510	2.515	2.520	2.525	2.530	2.535	2.540	2.545
0.60	10.200	3.000	3.005	3.010	3.015	3.020	3.025	3.030	3.035	3.040	3.045
0.70	11.900	3.500	3.505	3.510	3.515	3.520	3.525	3.530	3.535	3.540	3.545
0.80	13.600	4.000	4.005	4.010	4.015	4.020	4.025	4.030	4.035	4.040	4.045
0.90	15.300	4.500	4.505	4.510	4.515	4.520	4.525	4.530	4.535	4.540	4.545
1.00	17.000	5.000	5.005	5.010	5.015	5.020	5.025	5.030	5.035	5.040	5.045
1.10	18.700	5.500	5.505	5.510	5.515	5.520	5.525	5.530	5.535	5.540	5.545
1.20	20.400	6.000	6.005	6.010	6.015	6.020	6.025	6.030	6.035	6.040	6.045
1.30	22.100	6.500	6.505	6.510	6.515	6.520	6.525	6.530	6.535	6.540	6.545
1.40	23.800	7.000	7.005	7.010	7.015	7.020	7.025	7.030	7.035	7.040	7.045
1.50	25.500	7.500	7.505	7.510	7.515	7.520	7.525	7.530	7.535	7.540	7.545
1.60	27.200	8.000	8.005	8.010	8.015	8.020	8.025	8.030	8.035	8.040	8.045
1.70	28.900	8.500	8.505	8.510	8.515	8.520	8.525	8.530	8.535	8.540	8.545
1.80	30.600	9.000	9.005	9.010	9.015	9.020	9.025	9.030	9.035	9.040	9.045
1.90	32.300	9.500	9.505	9.510	9.515	9.520	9.525	9.530	9.535	9.540	9.545

TABLE 1002 B

50

TABLE OF METERS CORRECTED FOR DROPPED BY US METERS PARALLEL TO 23.00 METERS

CADA N.º DE M.º	PORCENTAJE DE SUBMERSION										
	RECORRIDO CLASE	E1	E2	E4	E6	E8	E10	E12	E14	E16	E18
0.10	1.900	0.500	0.505	0.510	0.515	0.520	0.525	0.530	0.535	0.540	0.545
0.20	3.800	1.000	1.005	1.010	1.015	1.020	1.025	1.030	1.035	1.040	1.045
0.30	5.700	1.500	1.505	1.510	1.515	1.520	1.525	1.530	1.535	1.540	1.545
0.40	7.600	2.000	2.005	2.010	2.015	2.020	2.025	2.030	2.035	2.040	2.045
0.50	9.500	2.500	2.505	2.510	2.515	2.520	2.525	2.530	2.535	2.540	2.545
0.60	11.400	3.000	3.005	3.010	3.015	3.020	3.025	3.030	3.035	3.040	3.045
0.70	13.300	3.500	3.505	3.510	3.515	3.520	3.525	3.530	3.535	3.540	3.545
0.80	15.200	4.000	4.005	4.010	4.015	4.020	4.025	4.030	4.035	4.040	4.045
0.90	17.100	4.500	4.505	4.510	4.515	4.520	4.525	4.530	4.535	4.540	4.545
1.00	19.000	5.000	5.005	5.010	5.015	5.020	5.025	5.030	5.035	5.040	5.045
1.10	20.900	5.500	5.505	5.510	5.515	5.520	5.525	5.530	5.535	5.540	5.545
1.20	22.800	6.000	6.005	6.010	6.015	6.020	6.025	6.030	6.035	6.040	6.045
1.30	24.700	6.500	6.505	6.510	6.515	6.520	6.525	6.530	6.535	6.540	6.545
1.40	26.600	7.000	7.005	7.010	7.015	7.020	7.025	7.030	7.035	7.040	7.045
1.50	28.500	7.500	7.505	7.510	7.515	7.520	7.525	7.530	7.535	7.540	7.545
1.60	30.400	8.000	8.005	8.010	8.015	8.020	8.025	8.030	8.035	8.040	8.045
1.70	32.300	8.500	8.505	8.510	8.515	8.520	8.525	8.530	8.535	8.540	8.545
1.80	34.200	9.000	9.005	9.010	9.015	9.020	9.025	9.030	9.035	9.040	9.045
1.90	36.100	9.500	9.505	9.510	9.515	9.520	9.525	9.530	9.535	9.540	9.545

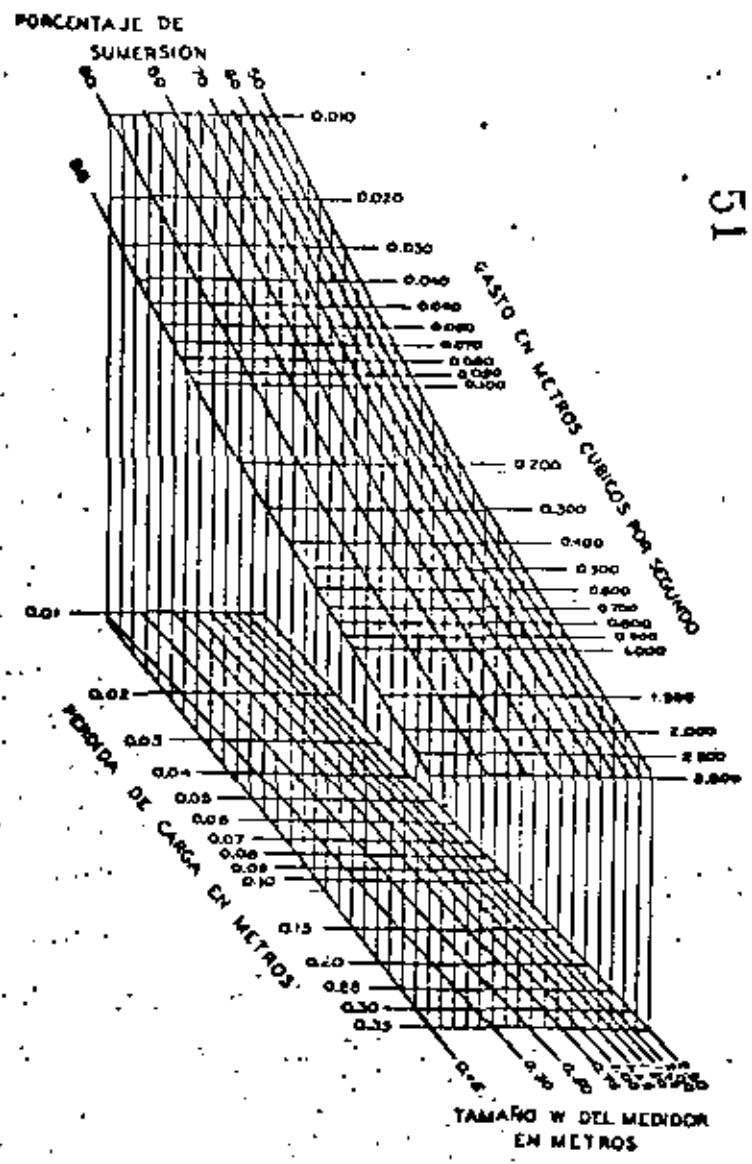
Carga en metros	PORCENTAJE DE SUMERSION											
	50	60	72	84	96	98	99	99	99	99	99	99
0.10	0.817	0.818	0.819	0.820	0.821	0.822	0.823	0.824	0.825	0.826	0.827	0.828
0.20	2.172	2.173	2.174	2.175	2.176	2.177	2.178	2.179	2.180	2.181	2.182	2.183
0.30	4.725	4.726	4.727	4.728	4.729	4.730	4.731	4.732	4.733	4.734	4.735	4.736
0.40	7.570	7.571	7.572	7.573	7.574	7.575	7.576	7.577	7.578	7.579	7.580	7.581
0.50	10.743	10.744	10.745	10.746	10.747	10.748	10.749	10.750	10.751	10.752	10.753	10.754
0.60	14.303	14.304	14.305	14.306	14.307	14.308	14.309	14.310	14.311	14.312	14.313	14.314
0.70	18.243	18.244	18.245	18.246	18.247	18.248	18.249	18.250	18.251	18.252	18.253	18.254
0.80	22.573	22.574	22.575	22.576	22.577	22.578	22.579	22.580	22.581	22.582	22.583	22.584
0.90	27.303	27.304	27.305	27.306	27.307	27.308	27.309	27.310	27.311	27.312	27.313	27.314
1.00	32.433	32.434	32.435	32.436	32.437	32.438	32.439	32.440	32.441	32.442	32.443	32.444
1.10	37.963	37.964	37.965	37.966	37.967	37.968	37.969	37.970	37.971	37.972	37.973	37.974
1.20	43.893	43.894	43.895	43.896	43.897	43.898	43.899	43.900	43.901	43.902	43.903	43.904
1.30	50.223	50.224	50.225	50.226	50.227	50.228	50.229	50.230	50.231	50.232	50.233	50.234
1.40	56.953	56.954	56.955	56.956	56.957	56.958	56.959	56.960	56.961	56.962	56.963	56.964
1.50	64.083	64.084	64.085	64.086	64.087	64.088	64.089	64.090	64.091	64.092	64.093	64.094
1.60	71.613	71.614	71.615	71.616	71.617	71.618	71.619	71.620	71.621	71.622	71.623	71.624
1.70	79.543	79.544	79.545	79.546	79.547	79.548	79.549	79.550	79.551	79.552	79.553	79.554
1.80	87.873	87.874	87.875	87.876	87.877	87.878	87.879	87.880	87.881	87.882	87.883	87.884

TABLA N.º 26.

WATER LOSS BY SEEPAGE FROM PARSHALL METER IN 15.00 METERS.

Carga en metros	PORCENTAJE DE SUMERSION											
	50	60	72	84	96	98	99	99	99	99	99	99
0.10	0.817	0.818	0.819	0.820	0.821	0.822	0.823	0.824	0.825	0.826	0.827	0.828
0.20	2.172	2.173	2.174	2.175	2.176	2.177	2.178	2.179	2.180	2.181	2.182	2.183
0.30	4.725	4.726	4.727	4.728	4.729	4.730	4.731	4.732	4.733	4.734	4.735	4.736
0.40	7.570	7.571	7.572	7.573	7.574	7.575	7.576	7.577	7.578	7.579	7.580	7.581
0.50	10.743	10.744	10.745	10.746	10.747	10.748	10.749	10.750	10.751	10.752	10.753	10.754
0.60	14.303	14.304	14.305	14.306	14.307	14.308	14.309	14.310	14.311	14.312	14.313	14.314
0.70	18.243	18.244	18.245	18.246	18.247	18.248	18.249	18.250	18.251	18.252	18.253	18.254
0.80	22.573	22.574	22.575	22.576	22.577	22.578	22.579	22.580	22.581	22.582	22.583	22.584
0.90	27.303	27.304	27.305	27.306	27.307	27.308	27.309	27.310	27.311	27.312	27.313	27.314
1.00	32.433	32.434	32.435	32.436	32.437	32.438	32.439	32.440	32.441	32.442	32.443	32.444
1.10	37.963	37.964	37.965	37.966	37.967	37.968	37.969	37.970	37.971	37.972	37.973	37.974
1.20	43.893	43.894	43.895	43.896	43.897	43.898	43.899	43.900	43.901	43.902	43.903	43.904
1.30	50.223	50.224	50.225	50.226	50.227	50.228	50.229	50.230	50.231	50.232	50.233	50.234
1.40	56.953	56.954	56.955	56.956	56.957	56.958	56.959	56.960	56.961	56.962	56.963	56.964
1.50	64.083	64.084	64.085	64.086	64.087	64.088	64.089	64.090	64.091	64.092	64.093	64.094
1.60	71.613	71.614	71.615	71.616	71.617	71.618	71.619	71.620	71.621	71.622	71.623	71.624
1.70	79.543	79.544	79.545	79.546	79.547	79.548	79.549	79.550	79.551	79.552	79.553	79.554
1.80	87.873	87.874	87.875	87.876	87.877	87.878	87.879	87.880	87.881	87.882	87.883	87.884

Nomograma para calcular la perdida de carga en medidores Parshall de 0.15 a 2.50 mts.



NOMOGRAMA PARA CALCULAR LA PERDIDA DE CARGA EN MEDIDORES PARSHALL DE 3.00 A 15.00mts.

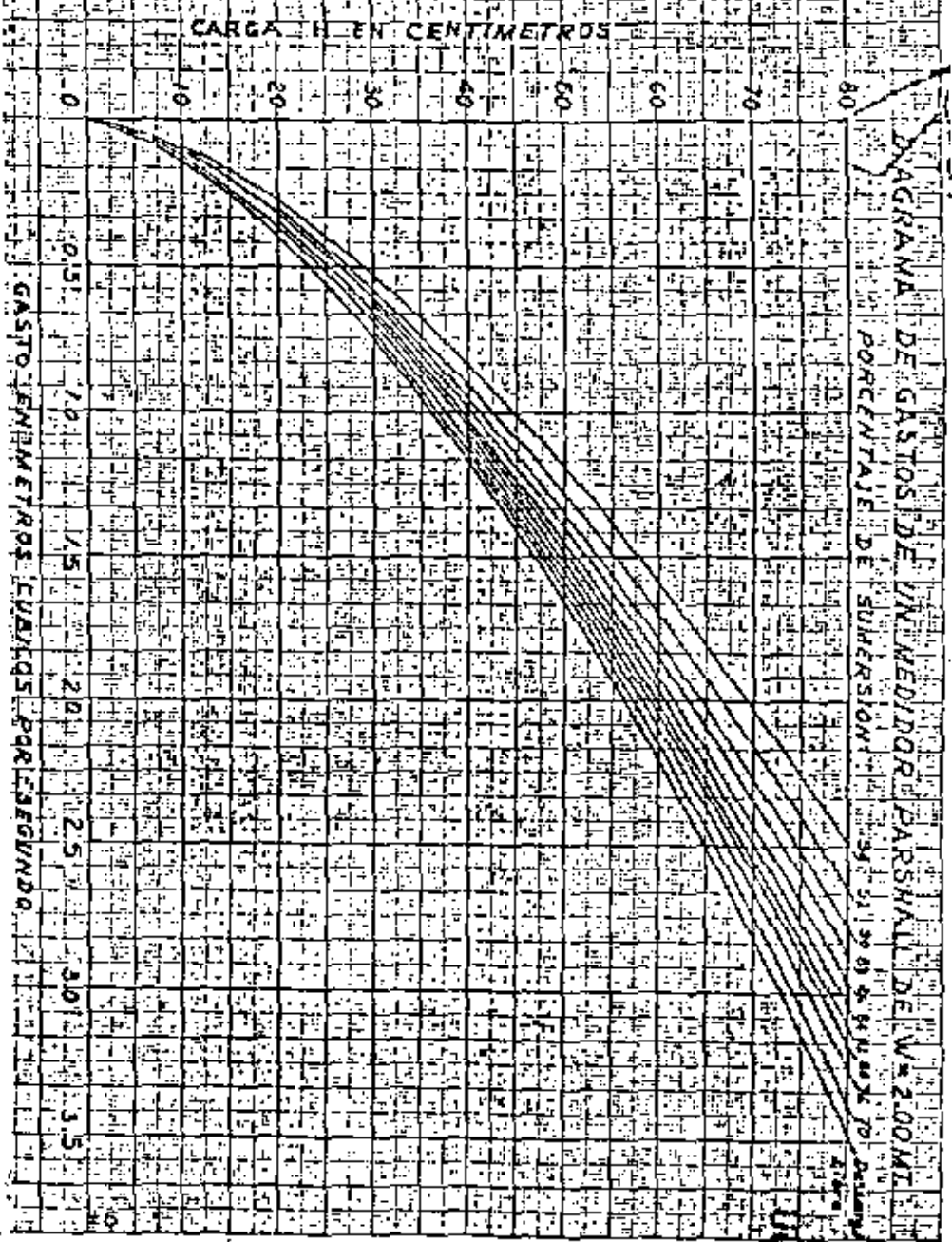
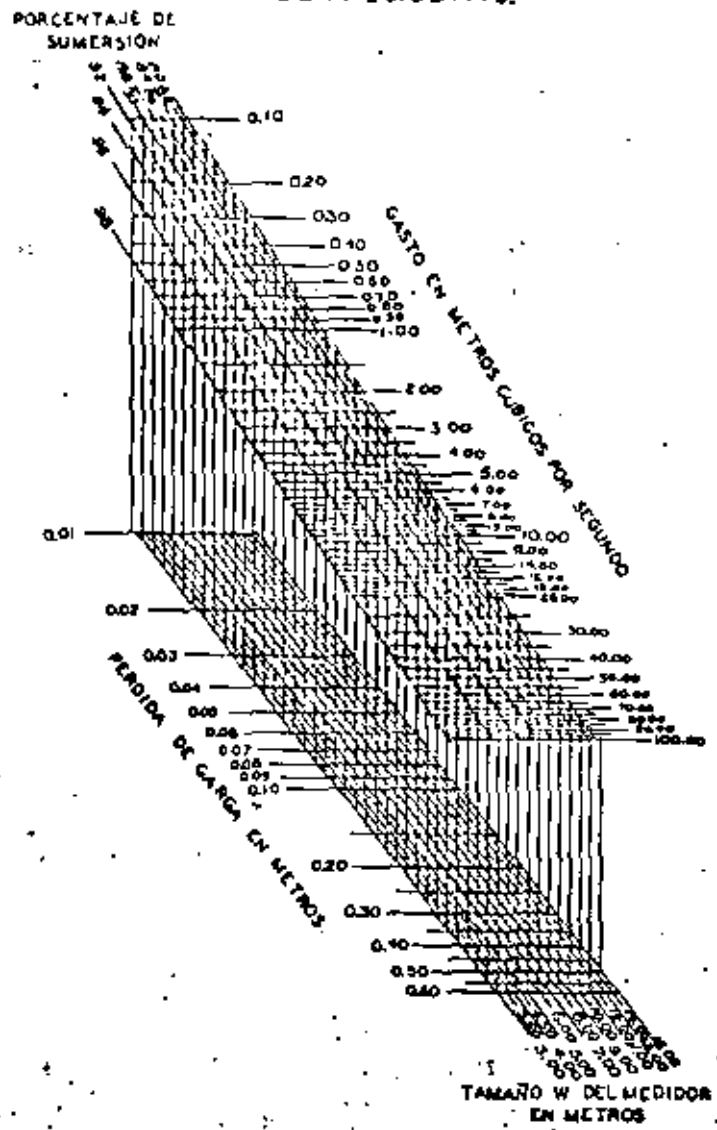
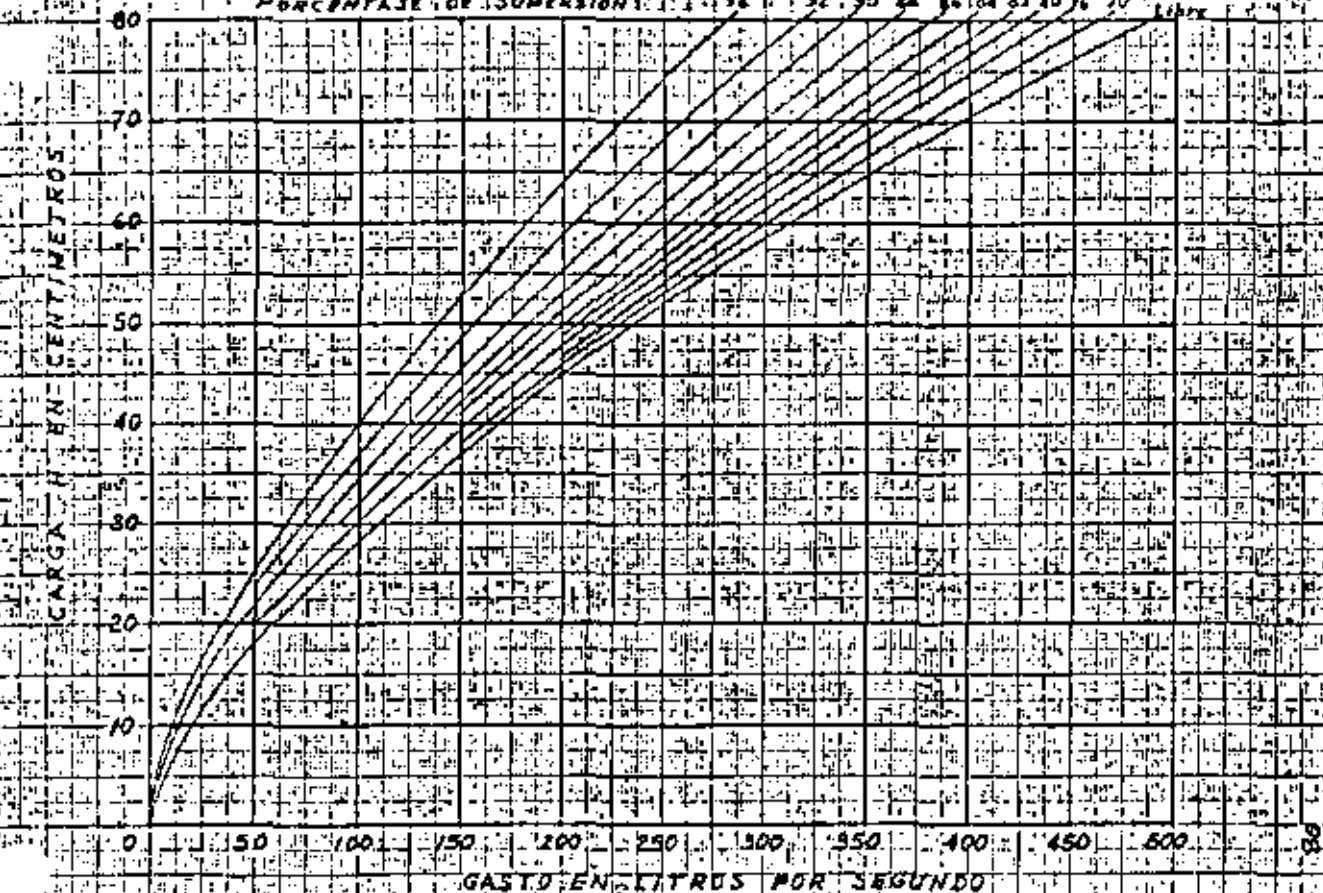


DIAGRAMA DE GASTOS DE UN MEDIDOR PARSHALL DE $W=0.30MT$

Porcentaje de Sumersion: 36 32 30 28 26 24 22 20 18 16 14 12 10 8 70 Descarga Libre

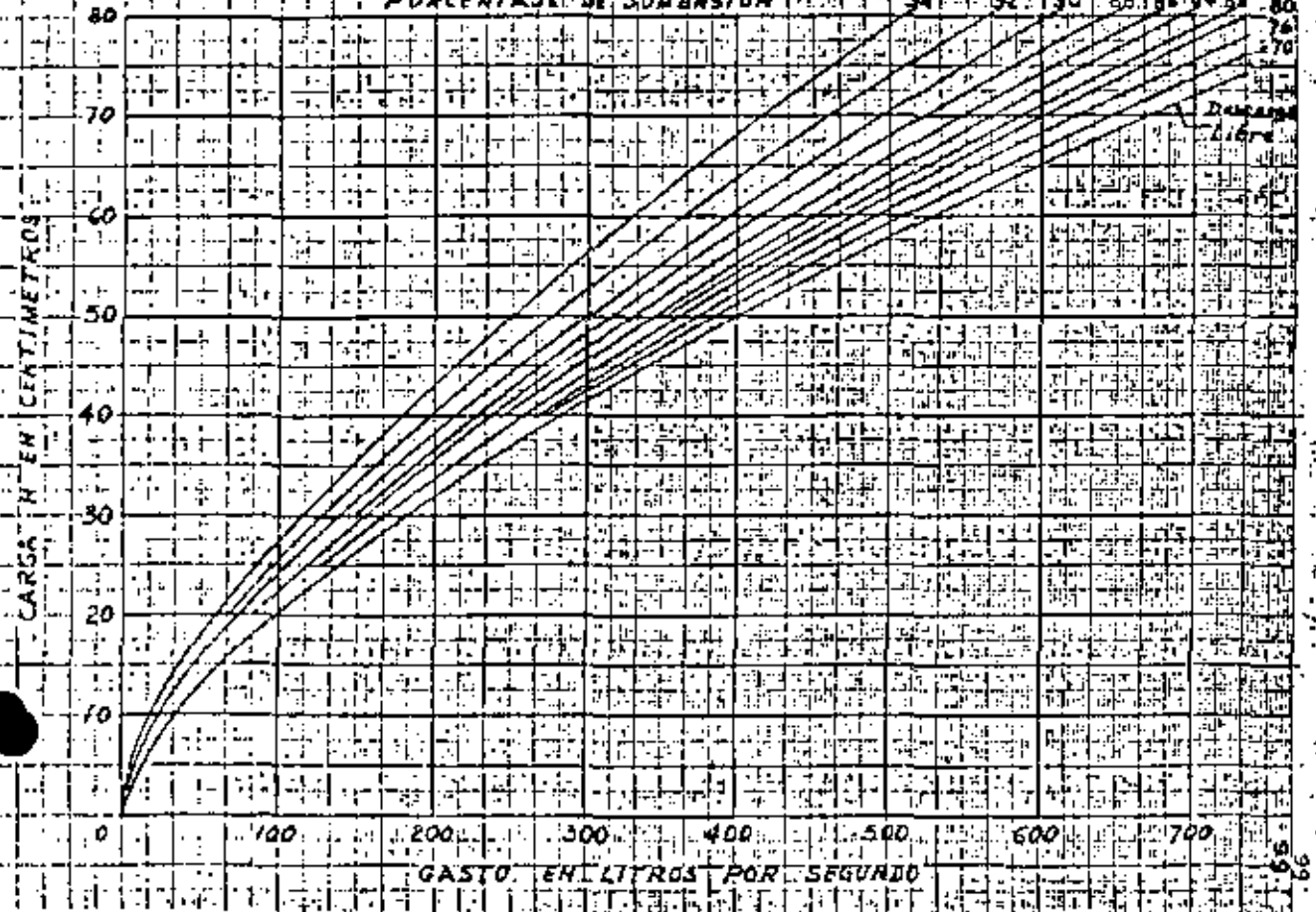


98

53

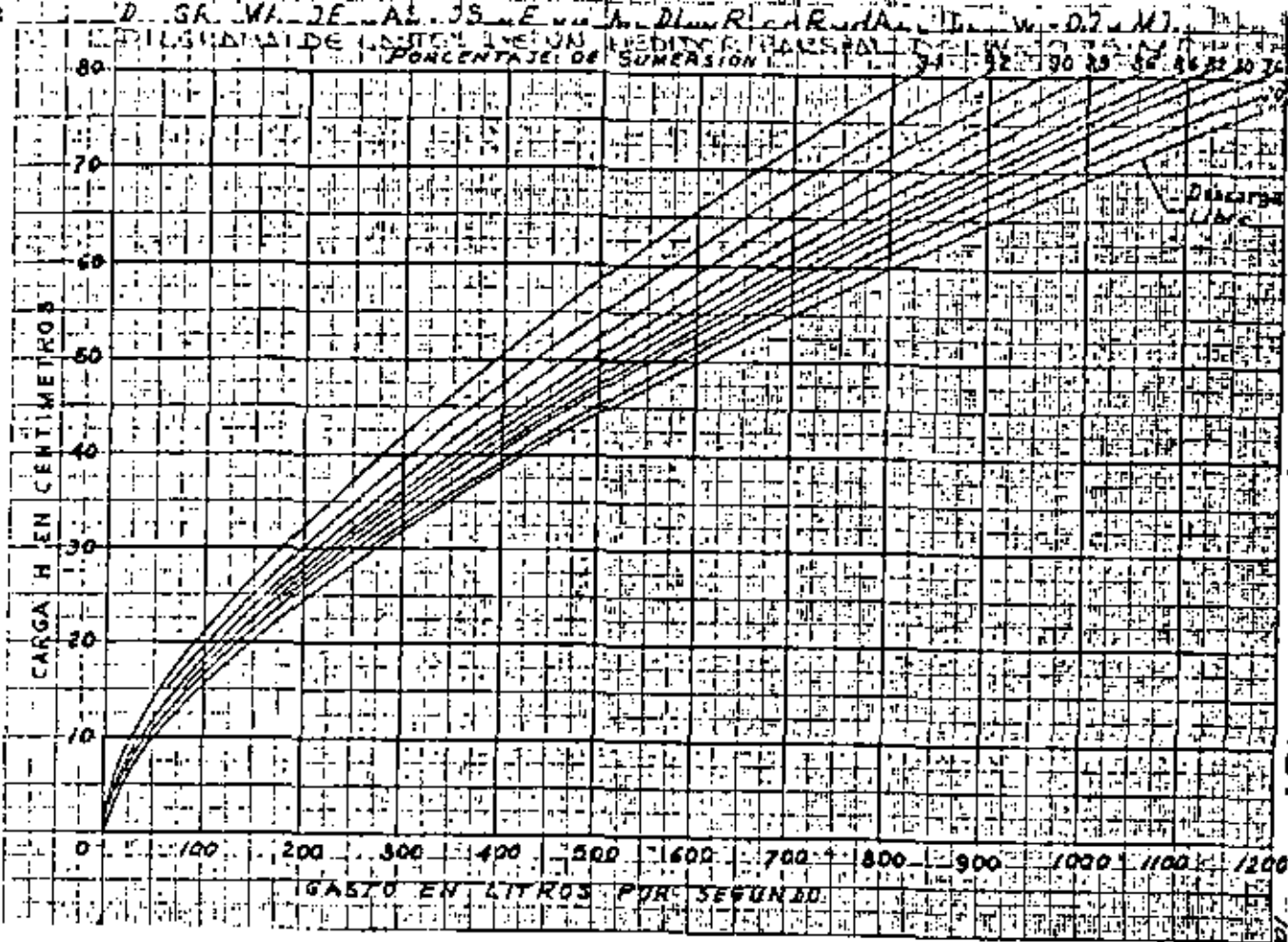
DIAGRAMA DE GASTOS DE UN MEDIDOR PARSHALL DE $W=0.30MT$

Porcentaje de Sumersion: 34 32 30 28 26 24 22 20 18 16 14 12 10 8 70 Descarga Libre



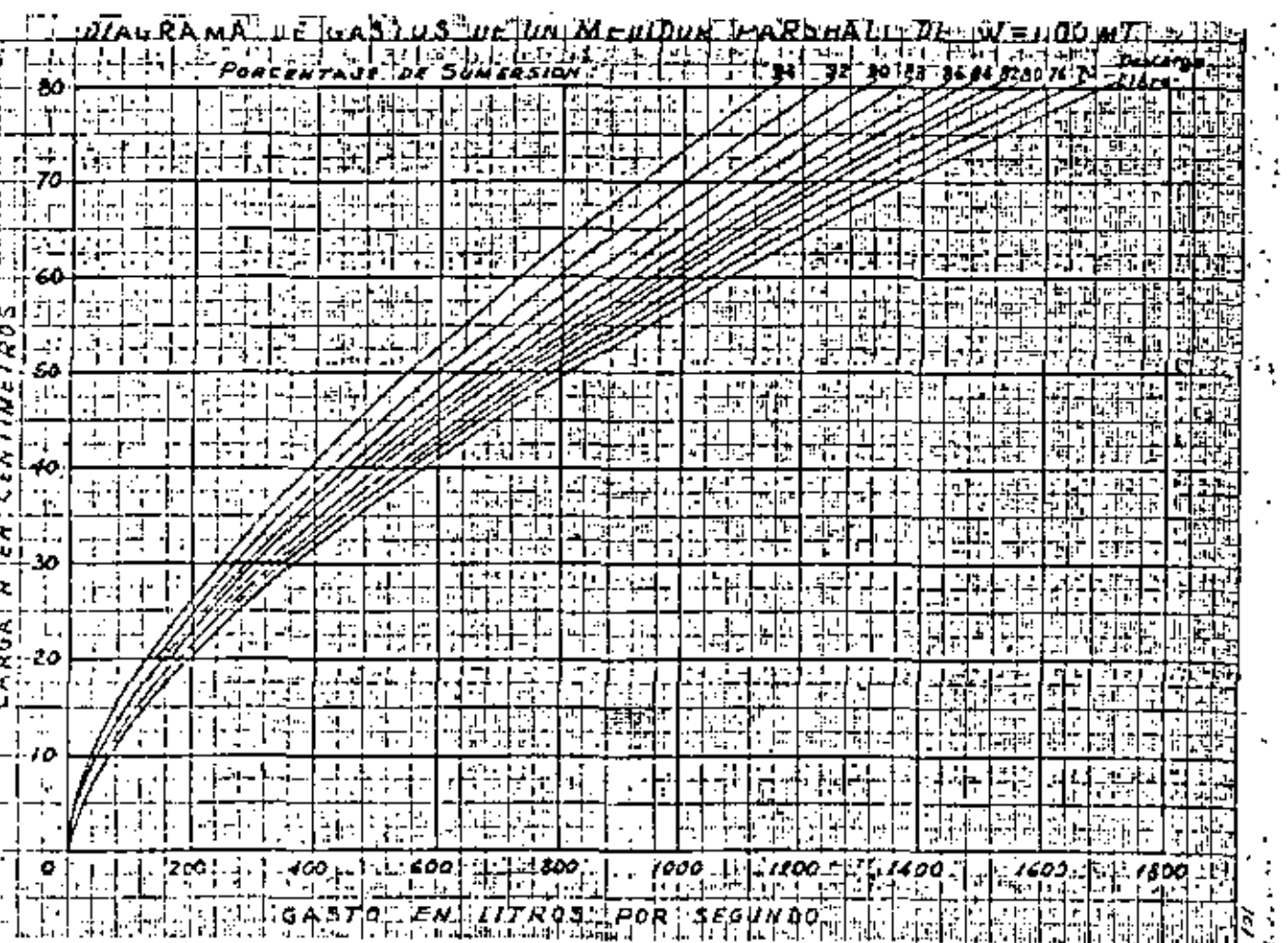
99

55

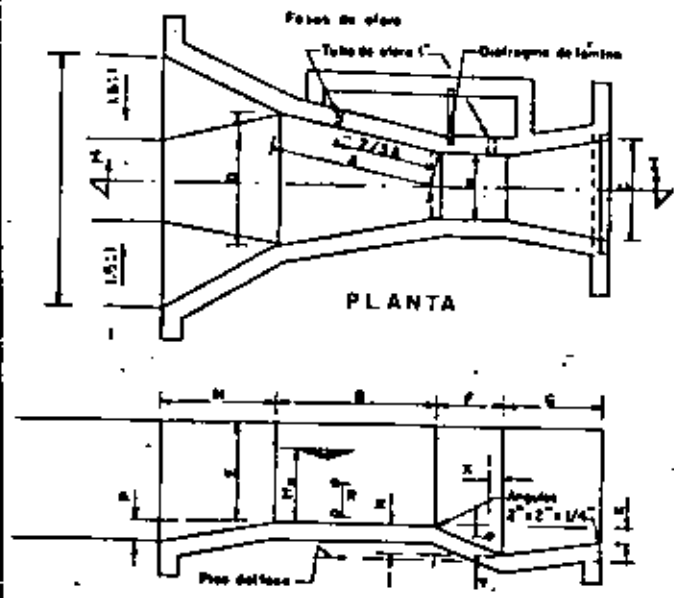
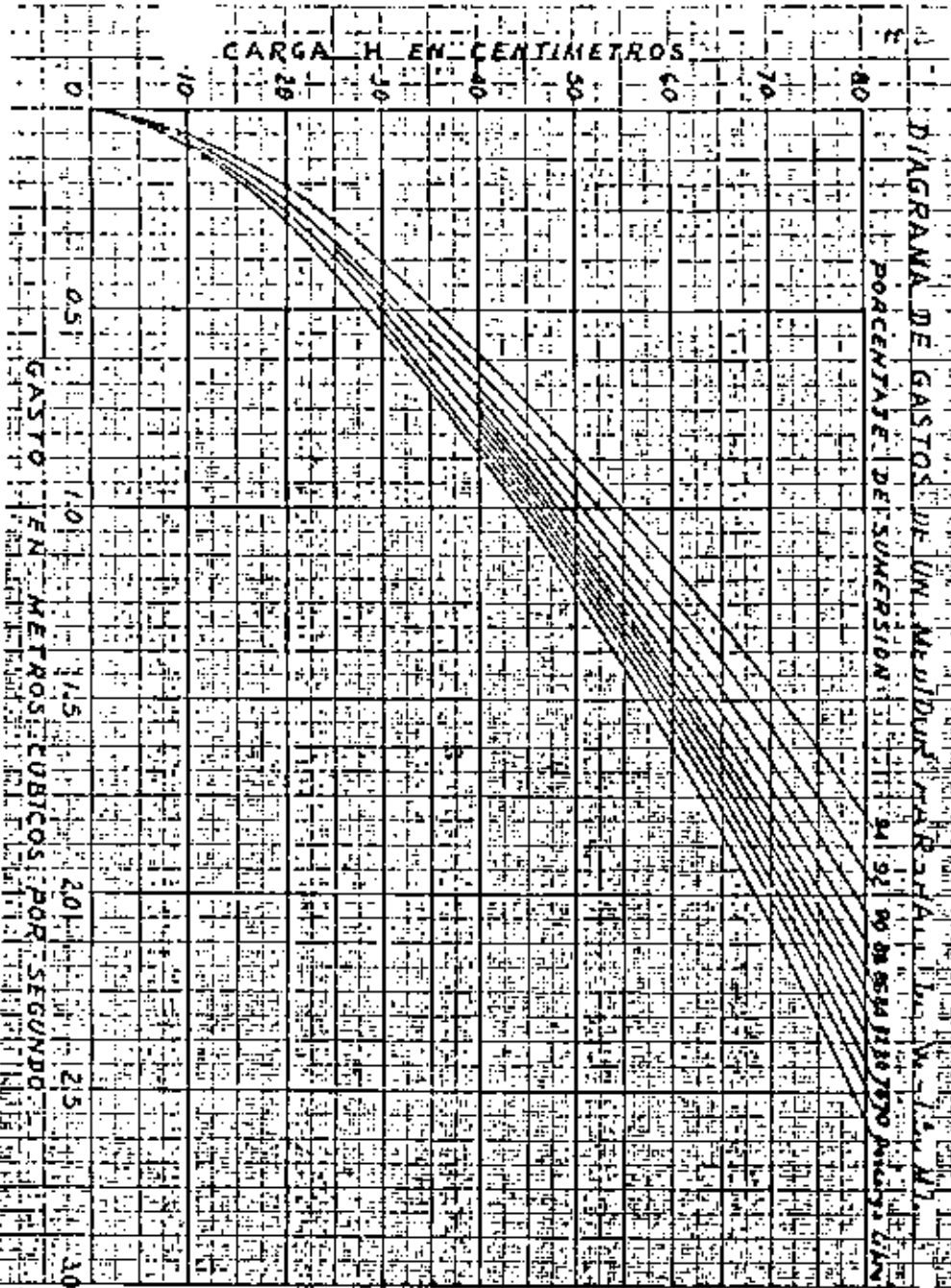


100

54



101



CORTE I-I

CAPACIDAD EN m³s CON DESCARGA LIBRE

Para W hasta 2.00 m.	Para W de 2.00 m. en adelante
$Q = 0.372 W (3.281 m)$	$Q = (2.295 W + 0.474) m^3 s^{-1}$

MEDIDOR PARSHALL TIPO

ESTRUCTURAS MEDIDORAS PARSHALL.

Fórmula para encontrar el gasto en función del tirante "Ha".
Descargando libremente

H	Fórmula: $Q = m H^n$	
	m	n
0.30	0.680	1.522
0.50	1.161	1.542
0.75	1.774	1.558
1.00	2.400	1.570
1.50	3.673	1.588
2.00	4.968	1.599
2.50	6.277	1.608
3.00	7.352	1.600
3.50	8.498	1.600
4.00	9.644	1.600
5.00	11.937	1.600
6.00	14.229	1.600
7.00	16.522	1.600
9.00	21.107	1.600
12.00	27.988	1.600
15.00	34.863	1.600

DXP'NCH' mas.

DIMENSIONES Y CAPACIDADES DE ESTRUCTURAS MEDIDORAS PARSHALL.

H	DIMENSIONES EN METROS																Capacidad máxima. m ³ /seg.
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	
0.30	1.37	0.91	1.34	0.61	0.85	0.90	0.60	0.60	0.90	0.076	0.23	0.30	1.40	0.15	5.0	7.6	0.43
0.50	1.40	0.93	1.38	0.75	1.00	0.90	0.60	0.90	0.076	0.23	0.30	1.90	0.15	5.0	7.6	0.75	
0.75	1.55	1.03	1.52	1.00	1.25	0.90	0.60	0.90	0.076	0.23	0.30	2.10	0.15	5.0	7.6	1.30	
1.0	1.70	1.13	1.67	1.25	1.65	0.90	0.60	0.90	0.076	0.23	0.30	2.10	0.15	5.0	7.6	1.50	
1.5	1.95	1.30	1.92	1.75	2.20	0.90	0.60	0.90	0.076	0.23	0.30	2.10	0.15	5.0	7.6	2.25	
2.0	2.20	1.47	2.16	2.25	2.85	0.90	0.60	0.90	0.076	0.23	0.30	2.10	0.15	5.0	7.6	3.00	
2.5	2.45	1.63	2.40	2.75	3.50	0.95	0.60	0.90	0.085	0.25	0.30	2.10	0.20	30	23	4.00	
3.0	2.70	1.80	2.60	3.50	4.50	1.20	0.90	1.70	0.140	0.34	0.40	2.50	0.20	30	23	5.00	
3.5	3.00	2.00	2.84	4.25	5.45	1.45	0.90	2.20	0.150	0.34	0.50	2.50	0.30	30	23	8.50	
4.0	3.20	2.13	2.99	4.85	6.30	1.60	1.05	2.60	0.180	0.38	0.50	2.50	0.30	30	23	12.50	
5.0	3.70	2.47	3.36	6.00	8.00	1.90	1.40	3.20	0.250	0.53	0.60	3.50	0.30	30	23	20.00	
6.0	4.20	2.80	3.92	7.20	9.00	2.10	1.80	3.60	0.305	0.70	0.60	4.00	0.30	30	23	27.50	
7.0	4.65	3.10	4.40	8.20	10.00	2.10	1.85	3.80	0.305	0.70	0.60	4.00	0.30	30	23	31.50	
9.0	5.70	3.80	5.50	10.40	12.00	2.10	1.85	4.20	0.305	0.70	0.60	4.00	0.40	30	23	41.00	
12.0	7.20	4.80	7.02	13.60	15.20	2.10	1.85	4.80	0.305	0.70	0.60	4.00	0.40	30	23	55.00	
15.0	8.70	5.80	8.55	17.00	18.25	2.10	1.85	6.00	0.305	0.70	0.60	4.00	0.40	30	23	82.50	

DXP'NCH' mas.

OTRO	LOTE	TOMA	AREA SUELO (ha)	AREA NETA (ha)	COEFICIENTE DE RIEGO (K)	GASTO NECESARIO (m ³ /seg)	GASTO REQUERIDO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PENDIENTE	SECCION TIPO	NIVEL DE LA TOMA	NOTA
		CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA										
	16445	FIN DEL SIFON 1/2 SE TIENEN		5100	2	10200						
4+700	1	T.G. DER.	21.6	17.4	5119.4	2	10238.8					
		CANAL LATERAL DERECHO K-41050 DEL CANAL PPAL. MARGEN IZQUIERDA										
1+600	2	T.G. F.F.	49.9	40	40	2	80					
		CANAL SUB LATERAL IZQUIERDO K-14000 DEL CANAL LATERAL DER. K-41050										
0+200	3	T.G. F.F.	20	18	18	2	36					
	4	T.G. IZQ.	20	18	36	2	72					
		CANAL LATERAL DERECHO K-41050 (AREA NETA = 36+40+43.2 = 119.2 Ha)										
0+500	5	T.G. DER.	48	43.2	119.2	2	238.4					
		CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (AREA NETA = 5119.4+119.2+43.2 = 5281.8 Ha)										
1+050	6	T.G. DER.	48	43.2	5281.8	2	10563.6					
2+900	7	T.G. DER.	20	18.0	5299.8	2	10599.6					
2+100	8	T.G. DER.	28.9	26.0	5325.8	2	10651.6					
1+350	9	T.G. DER.	47.5	46.6	5370.4	2	10740.8					
		CANAL LATERAL DERECHO K-14630 DEL CANAL PPAL. MARGEN IZQUIERDA										
1+377.3	10	T.G. F.	28	25.2	65.2	2	50.4					
1+140	11	T.G. DER.	39.9	35.9	61.1	2	122.2					
		CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (AREA NETA = 5370.4+61.1+27 = 5458.5)										
1+020	12	T.G. DER.	30	27	5458.5	2	10917					
		CANAL LATERAL DERECHO K-04985										
1+000	13	T.G. F.	22.2	20.5	20.5	2	41.0					
0+100	14	T.G. IZQ.	24.0	21.6	42.1	2	84.2					
		CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (AREA NETA = 5458.5+42.1+16.6 = 5517.2)										
0+450	15	T.G. DER.	18.4	16.6	5517.2	2	11034.4					
		CANAL LATERAL DERECHO K-0+560										
0+400	16	T.G. F. D.	20.0	18	18	2	36					
0+300	17	T.G. F. I.	4.4	8.5	26.5	2	53					
		CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (AREA NETA = 5517.2+26.5 = 5543.7)										
0+200				5543.7	2	11087.4						
		AREA NETA TOTAL = 5543.7 Ha GASTO NECESARIO TOTAL = 11087.4 m ³ /seg.										

SECRETARÍA NACIONAL DE ESTADÍSTICAS, DEMOGRAFÍA Y CENSOS
 DISTRITO DE RIEGO DE CD. DELICIAS, CHIH.

TABLAS DE ÁREAS-CAPACIDADES CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA

HOJA No 3/3

ESTACION	LOTE No	TOMA	AREA BRUTA (Ha)	AREA NETA (Ha)	AREA NETA CUMULADA (Ha)	COEF. UNIT. DE RIEGO (lts/seg/Ha)	GASTO NETA (lts/seg)	GASTO BRUTA (lts/seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PENDIENTE	SECCION TPO	NIVEL (m/seg)	NOTA
CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA.													
AGUAS ARJUNO DEL SIFON N° 2 SE TIENEN 5100 H2.													
41700	1	T.G. DER.	216	19.4	5119.4								
41050		T.G. DER.		119.3	5238.6								
41020	6	T.G. DER.	48	93.2	5291.8								
31900	7	T.G. DER.	20	18.0	5299.8								
21600	8	T.G. DER.	289	26	5325.8								
11650	9	T.G. DER.	995	44.6	5370.4								
11620		T.L. DER.		611	5431.5								
11620	12	T.G. DER.	30	27	5458.5								
01995		T.L. DER.		42.1	5500.6								
01520	15	T.G. DER.	18.4	16.6	5517.2								
01510		T.L. DER.		26.5	5543.7								
01510					5543.7								

58

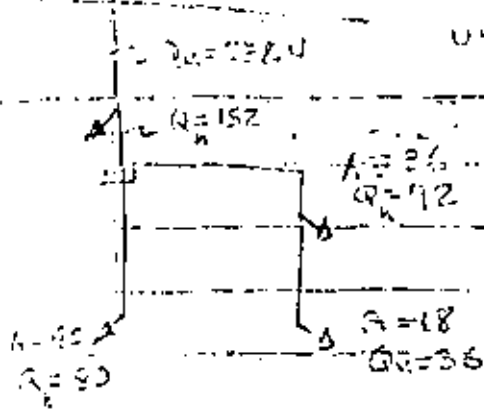
3A

AS-CAPACIDADES CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA

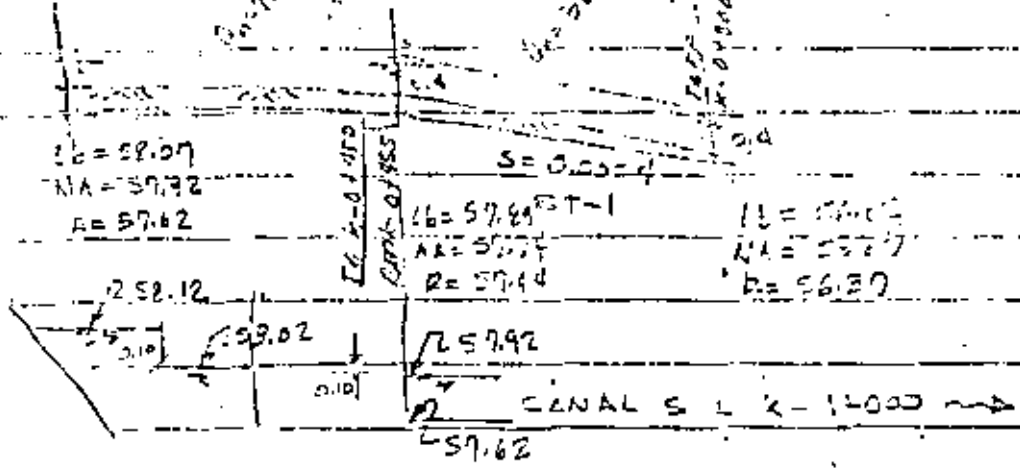
ESTACION	TIPO	AREA BRUTA (ha)	AREA NETA (ha)	AREA NETA ACUMULADA (ha)	COEFICIENTE DE RIEGO	GASTO (litros/seg)	GASTO (litros/seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PENDIENTE	SECCION	NOTAS
CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA											
1	TG. DER.	216	19.4	5100	2	10200					
2	TG. DER.	44.4	40	5119.4	2	10238.8					
CANAL LATERAL DERECHO K=4+000 DEL C. PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA											
3	TG. T.	20	18	18	2	36					
4	TG. IZQ.	20	18	36	2	72					
CANAL LATERAL DER. K=4+000 (AREA NETA = 36 + 40 + 43.2 = 119.2 Ha)											
5	TG. DER.	48	43.2	119.2							
CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (AREA NETA = 5119.4 + 119.2 + 93.2 = 5281.8)											
6	TG. DER.	48	93.2	5281.8	2	10563.6					
7	TG. DER.	20	18.0	5299.8	2	10599.6					
8	TG. DER.	289	26.0	5325.8	2	10651.6					
9	TG. D.C.	49.5	44.6	5370.4	2	10740.8					
CANAL LATERAL DERECHO K=4+600											
10	TG. T.	25.0	25.3	25.3	2	50.4					
11	TG. DER.	35.9	35.9	61.1	2	122.2					
CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (AREA NETA = 5370.4 + 61.1 + 27 = 5458.5)											
12	TG. DER.	20	27	5458.5	2	10917	11711				
CANAL LATERAL DERECHO K=6+980											
13	TG. F.	22.8	20.5	20.5	2	41.0					
14	TG. IZQ.	24.0	21.6	42.1	2	84.2					
CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (AREA NETA = 5458.5 + 42.1 + 16.6 = 5517.2)											
15	TG. DER.	18.4	16.6	5517.2	2	11034.4					
CANAL LATERAL DER. K=6+560											
16	TG. F. DER.	20	18	18	2	36					
17	TG. F. DER.	24	26.5	26.5	2	53					
CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA (AREA NETA = 5517.2 + 26.5 = 5543.7)											
			5543.7		2	11087.4					

53

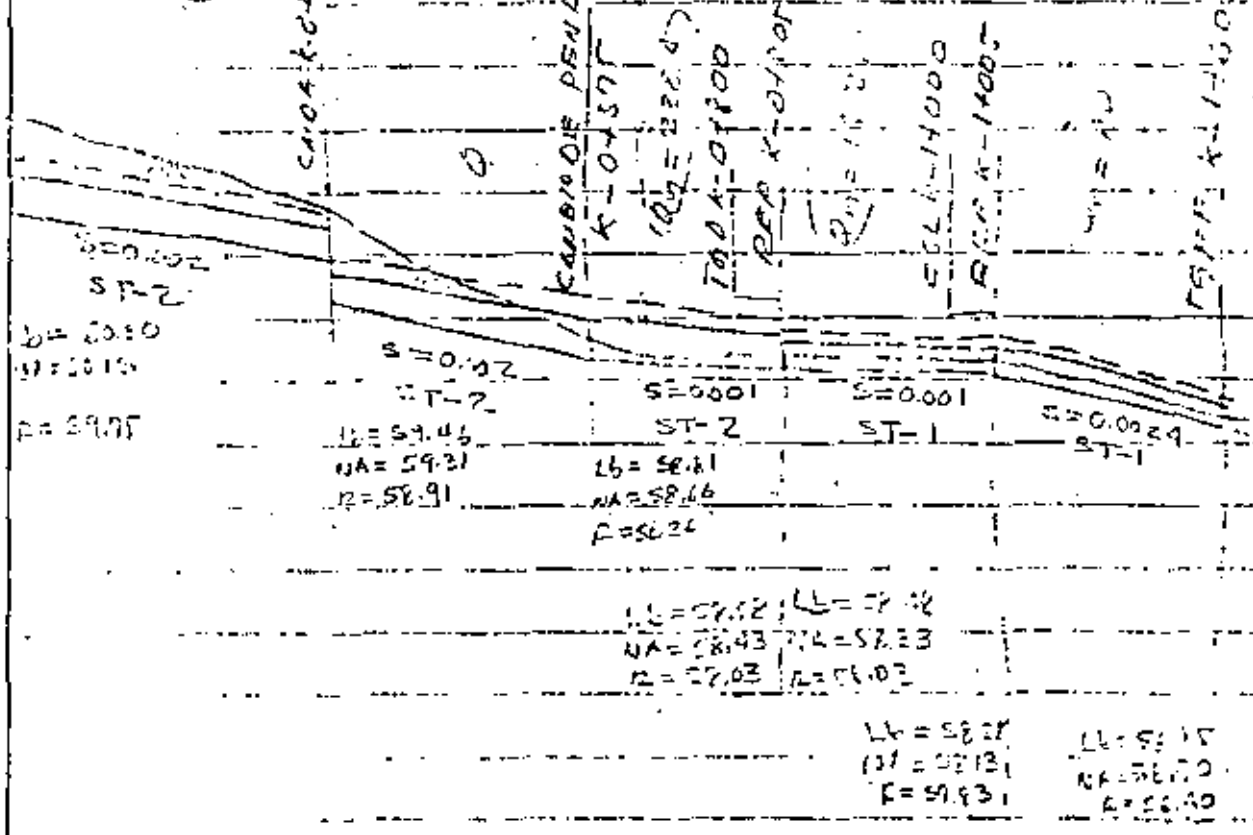
2



1º DISEÑO DEL CANAL SUB LAT. DE R K=1000



DISEÑO DEL C. LAT. K=4000



CANAL	Q (m³/s)	Qa (m³/s)	ST	S
SEAL 1020	33	250	1	0.0029
		30		0.0029
		250		
	100	100		0.0029
	1000	400	2	0.0029
Atorno	1000	600	2	0.0029

LAT-1+630	10000 10+000	544	68.0	1	0.0002
	10+740 10+000	122.2	144	1	0.0009
LAT-0+985	14000 0+600	41	107	1	0.0005
	0+500 0+000	39.2	235	1	0.0024
LAT-0+560	0+460 0+000	53	235	1	0.0024

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL PRINCIPAL

ESTACION	Qv (%)	Qa (%)	A m²	v m/s	b m	d m	R m	n	t	S	ST	e
DEL 0+000 AL 0+560	11.0374	11.711	9.21	1.271	2.00	1.90	1.04	0.014	1.5:1	0.0003	21	
DEL 0+560 AL 0+580	11.0374	11.711	9.21	1.271	2.00	1.90	1.0400	0.014	1.5:1	0.0003	21	
DEL 0+580 AL 0+985	11.0012											
DEL 0+985 AL 1+020	10.517											
DEL 1+020 AL 1+630	10.663											
DEL 1+630 AL 1+650	10.741											
DEL 1+650 AL 2+600	10.652											
DEL 2+600 AL 3+400	10.600											
DEL 3+400 AL 4+030	10.564											
DEL 4+030 AL 4+050	10.447											
DEL 4+050 AL 4+700	10.257											
DEL 4+700 AL	10.200	10.615	8.556	1.241	1.85	1.85	1.000	0.014	1.5:1	0.0003	20	

61

15
5

PLANOS GENERALES

- 1.- REPUBLICA MEXICANADR-05A-1
 - 2.- PLANO GENERAL DE LOCALIZACIONDR-05A-2
 - 3.- BANCOS DE MATERIALESDR-05A-3
 - 4.- PLANEACION DEL PRIMER CONCURSO
SECCIONES Y ESTRUCTURASDR-05A-4
 - 5.- SECCION TIPO Y ETAPAS DE CONS-
TRUCCION PARA CANAL PRINCIPAL.DR-05A-5
 - 6.- SECCIONES TIPO Y ETAPAS DE --
CONSTRUCCION PARA CANALES RE --
VESTIDOS DE LA RED DE DISTRI --
BUCCION.DR-05A-6
 - 7.- DETALLES DEL REVESTIMIENTO DE-
CONCRETODR-05A-7
- PLANTA PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS
ESTRATIGRAFICOS EN CANALES.
- 8.- CANAL PRINCIPAL AUX.SAN PEDRO-
(DEL K-16+200 AL 18+000).DR-05A-8
 - 9.- CANAL PRINCIPAL AUX.SAN PEDRO-
(DEL K-18+000 AL K-20+000).DR-05A-9
 - 10.- CANAL PRINCIPAL AUX.SAN PEDRO-
(DEL K-20+000 AL 22+000):DR-05A-10
 - 11.- CANAL PRINCIPAL AUX. SAN PEDRO
(DEL K-22+000 AL K-24+000).DR-05A-11
 - 12.- CANAL PRINCIPAL AUX. SAN PEDRO
(DEL K-24+000 AL K-25+300).DR-05A-12

- 13.- CANAL LAT. DERECHO K-17+420 DEL
CANAL PRINCIPAL AUX. SAN PEDRO-
(DEL K-0+000 AL 0+880) Y CANAL
LAT. DERECHO K-18+805) DEL CA -
NAL PRINCIPAL AUX.SAN PEDRO - -
(DEL K-0+000 AL K-0+500) DR-05A-13
- 14.- CANAL LAT. DERECHO K-19+832.47-
DEL CANAL PPAL.AUX.SAN PEDRO -
(DEL K-0+000 AL K-1+200) DR-05A-14
- 15.- CANAL LAT. DERECHO K-20+465 DEL
CANAL PRINCIPAL AUX.SAN PEDRO -
(DEL K-0+000 AL 2+000) DR-05A-15
- 16.- CANAL LAT. DERECHO K-20+465 DEL
CANAL PPAL. AUX.SAN PEDRO (DEL-
K-2+000 AL K-3+000) CANAL SUB--
LATERAL DERECHO K-0+462 (DEL K-
0+000 AL K-0+860) DR-05A-16
- 17.- CANAL LAT. DERECHO K-20+966 DEL
CANAL PPAL. AUX. SAN PEDRO (DEL
K-0+000 AL K-2+000) DR-05A-17
- 18.- CANAL LAT. DERECHO K-20+966 DEL
CANAL PPAL.AUX.SAN PEDRO (DEL -
K-2+000 AL K-3+460) Y CANAL LAT
DERECHO K-24+380 DEL CANAL PRIN
CIPAL AUX. SAN PEDRO (DEL K-0+0
000 AL K-0+440). DR-05A-18
- 19.- CANAL LAT. DERECHO K-22+825.16-
DEL CANAL PPAL. AUX.SAN PEDRO -
(DEL K-0+000 AL K-0+900) Y CA -
NAL SUB-LATERAL DERECHO K-2+430
DEL CANAL LATERAL DERECHO K-20+
996 (DEL K-0+000 AL K-0+900) DR-05A-19
- 20.- CANAL SUB-LATERAL DERECHO K-1+-
790 DEL CANAL LATERAL DERECHO -
K-20+966 (DEL K0+000 AL K-2+280) DR-05A-20

- 21.- DREN LAS PALOMAS (DEL K-0+000 AL -
K-1+138.02). DR-05A-21
- 22.- DREN RAMAL DERECHO K-4+760 DEL - -
DREN LAS PALMAS (DEL K-0+000 AL -
K-1+046). DR-05A-22
- 23.- DREN RAMAL DERECHO K-3+120 DEL -
DREN LAS PALMAS (DEL K-0+000 AL -
K-1+380). DR-05A-23
- 24.- DREN LA LUZ (DEL K-0+000 AL K-2+-
000). DR-05A-24
- 25.- DREN LA LUZ (DEL K-2+000 AL K-4+-
240). DR-05A-25
- 26.- DREN RAMAL IZQUIERDO K-1+775 DEL -
LA LUZ (DEL K-0+000 AL K-1+680). DR-05A-26
- 27.- DREN RAML IZO. K-3+709 DEL DREN -
LA LUZ (DEL K-0+000 AL K-1+283.96). DR-05A-27
- 28.- DREN LAS GAVIOTAS (DEL K-0+000 AL
K-2+000). DR-05A-28
- 29.- DREN LAS GAVIOTAS (DEL K-2+000 AL-
K-3+000) Y DREN RAMAL IZO. K-1+314
.07 DEL DREN LAS GAVIOTAS (DEL K-0+-
000 AL K-1+010). DR-05A-29

ESTRUCTURAS DEN CANALES

- 30.- ESTRUCTURAS DE CARGA CONSTANTE -
Q=2000 L.P.S. (d=1.20 M.MAX.). DR-05A-30
- 31.- ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE - -
Q=750 L.P.S. (d=1.20 M.MAX.). DR-05A-31

- 32.- ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE -
Q=500 L.P.S. (1.20 m < d < 2.00 m). DR-05A-32
- 33.- ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE -
Q=500 L.P.S. (d < 1.20 m). DR-05A-33
- 34.- ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE -
Q=250 L.P.S. (1.20m < d < 2.00 m). DR-05A-34
- 35.- ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE -
Q=2.50 L.P.S. (d < 1.20 m). DR-05A-35
- 36.- TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFO-
RADORA TIPO VENTURI. DR-05A-36
- 37.- TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFO-
RADORA TIPO VENURI DR-05A-37
- 38.- TOMA GRANJA CON ESTURCTURA AFO-
RADORA TIPO VENTURI. DR-05A-38
- 39.- AFORADORA FINAL DE FRENTE TIPO-
VENTURI CON CAJA REPARTIDORA. DR-05A-39
- 40.- REPRESA DEL CANAL PRINCIPAL AU-
XILIAR SAN PEDRO PLANO GENERAL. DR-05A-40
- 41.- REPRESA DEL CANAL PRINCIPAL AU-
XILIAR SAN PEDRO PLANO ESTRUCTU
RAL DR-05A-41
- 42.- PUENTE ALCANTARILLA PARA CANA -
LES DE SECCION TIPO PLANO GENE-
RAL Y ESTRUCTURAL DR-05A-42
- 43.- PUENTE ALCANTARILLA PLANO GENE-
RAL Y ESTRUCTURAL DR-05A-43
- 44.- CAIDA DE SECCION TRANSVERSAL -
TRAPECIAL DR-05A-44
- 45.- RAPIDA. DR-05A-45
- 46.- ENTRADA DE AGUA TIPO VADO. DR-05A-46

- 47.- PASO INFERIOR DR-05A-47
- 48.- PASO SUPERIOR PLANO GENERAL
Y ESTRUCTURAL. DR-05A-48
- 49.- AFORADORA PARSHALL PLANO -
GENERAL Y ESTRUCTURAL. DR-05A-49
- 50.- OBRA DE TOMA PLANO GENERAL-
Y ESTRUCTURAL. DR-05A-50
- 51.- COMPUERTA DESLIZANTE. DR-05A-51
- 52.- SIFON PLANO GENERAL DR-05A-52
- 53.- SIFON PLANO ESTBUCTURAL DR-05A-53
- 54.- DESAGUE TOTAL DEL CANAL --
PRINCIPAL AUXILIAR SAN PEDRO
PLANO GENERAL DR-05A-54
- 55.- DESAGUE TOTAL DEL CANAL PRIN
CIPAL AUXILIAR SAN PEDRO,
PLANO ESTRUCTURAL DR-05A-55
- 56.- COMPUERTAS CIRCULARES PARA -
TOMAS DE CANAL DIAMETROS: 457,
610 y 914 MM. DR-05A-56
- 57.- REPRESA CAIDA DE UNA COM - -
PUERTA DESLIZANTE DR-05A-57
- 58.- REPRESA CAIDA DE DOS COMPUER
TAS DESLIZANTES. DR-05A-58
- 59.- REPRESA DE UNA COMPUERTA DES-
LIZANTE. DR-05A-59
- 60.- REPRESA DE DOS COMPUETAS DES-
LIZANTES. DR-05A-60

ESTRUCTURAS EN DRENES

- 61.- CAIDA DE SECCION TRANSVERSAL -
TRAPECIAL DR-05A-61
- 62.- CAIDA DE SECCION TRANSVERSAL -
TRAPECIAL DR-05A-62
- 63.- CAIDA DE SECCION TRANSVERSAL -
TRAPECIAL DR-05A-63
- 64.- ENTRADA DE AGUA TIPO ALCANTA -
RILLA DR-05A-64
- 65.- ENTRADA DE AGUA TIPO VADO DR-05A-65
- 66.- REMATE FINAL CON ENTRADA DE -
AGUA FRONTAL ABIERTA DR-05A-66
- 67.- CONFLUENCIA DR-05A-67
- 68.- PUENTA ALCANTARILLA, PLANO GENE
RAL Y ESTRUCTURAL. DR-05A-68
- 69.- PUENTE VEHICULOS, DOS CLAROS -
SUBESTRUCTURA. DR-05A-69
- 70.- PUENTE VEHICULOS, SUPERESTRUC-
TURA. DR-05A-70
- 71.- PASO INFERIOR CON REMATE FINAL. DR-05A-71

PLANOS COMPLEMENTARIOS

- 72.- CASA PARA CANALERO INSTALACION-
ELECTRICA Y ESTRUCTURAL DR-05A-72
- 73.- FANTASMAS DE SEÑALAMIENTO, TUBOS
DE CONCRETO REFORZADO Y SELLOS -
DE CLORURO DE POLIVINILO DR-05A-73
- 74.- PROGRAMA GENERAL DE TRABAJO. DR-05A-74

ESPECIFICACIONES DE LOS CONCEPTOS DE TRABAJO PARA
EL PROYECTO DE AMPLIACION DEL DISTRITO DE RIEGO -
05, CD. DELICIAS, CHIH.; UNIDAD BACHIMBA, ETAPA -
TRES, PRIMER CONCURSO.

JULIO 1981.

ESTADOS UNIDOS MEXICANOS
SECRETARIA DE AGRICULTURA Y
RECURSOS HIDRAULICOS.
DISTRITO DE RIEGO 05
CD. DELICIAS, CHIH.

ESPECIFICACIONES DE LOS CONCEPTOS DE TRABAJO PARA EL PROYECTO DE AMPLIACION DEL DISTRITO DE RIEGO 05, CD. DELICIAS, CHIH.,

G E N E R A L I D A D E S

1.- REFERENCIAS A LAS ESPECIFICACIONES GENERALES .

A las especificaciones de los Conceptos de Trabajo que a continuación se anotan complementan, modifican o amplían en su caso los consignados en la Obra "Conceptos Principales de Trabajo", a las que deberá apegarse el presente concurso.

Para abreviar, se llamará aquí "Especificaciones Generales" a las "Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción", Primera Edición, publicadas por la Secretaría de Recursos Hidráulicos en 1975.

En caso de contradicción entre las "Especificaciones Generales y Técnicas" y las contenidas tanto en la Obra "Conceptos Principales de Trabajo, como en éste cuaderno serán éstas últimas las que rijan.

2. LO QUE INCLUYEN LOS PRECIOS DEL CATALOGO .

Con los precios correspondientes a los Conceptos de Trabajo que cotice el Postor en el Concurso, se considerarán cubiertos todos los gastos que el Contratista tenga que efectuar para realizar las actividades a que se refiere cada concepto de trabajo de acuerdo con los planos y especificaciones del presente contrato, incluyendo cada precio, en la parte que le corresponda o en conjunto según el caso, los gastos correspondientes a los renglones expresados en la Cláusula Vigésima del Contrato, con sus adiciones expuestas en la Cláusula Vigésima Segunda del mismo en las referencias correspondientes a la primera de las cláusulas citadas.

3. LINEAS DE PROYECTO .

En todos los casos de éstas especificaciones en que se indique "Líneas de Proyecto", ésto significará:

- a). Las líneas, niveles, acotaciones y en general, todas las indicaciones que aparezcan en los planos.
- b). Lo indicado en el inciso anterior, pero con las modificaciones o adiciones que, en su caso, haga el Ingeniero.
- c). Las líneas, niveles e indicaciones que dé el Ingeniero al Contratista directamente, sin estar anotadas en ningún plano.

4. CANTIDADES DE TRABAJO.

Las cantidades que se indican en el Catálogo de Conceptos de Trabajo son aproximadas por lo que podrán variar en la práctica sin que ésto sea motivo de reclamación del Contratista.

5. NATURALEZA DEL TERRENO

En los Conceptos de Trabajo correspondientes a excavaciones, (tajos, cubetas del canal, drenes, caminos, etc.), serán clasificados los suelos en dos tipos: Excavación en cualquier Material Excepto Roca; y Excavación en Roca.

Se entenderá por ésto que el Contratista ejecutará dichas excavaciones por el precio estipulado para cada concepto y que el postor ha inspeccionado personalmente todos los sondeos y muestras de los mismos, para determinar el Precio Unitario propuesto, por lo que no se admitirá ninguna reclamación sobre el particular.

En caso de que la localización y trazo de las vías (canales, drenes y caminos) varíe durante el período de ejecución, dicha variante no dará lugar a que los Precios Unitarios propuestos en el concurso pierdan su vigencia, aplicándoseles únicamente los nuevos volúmenes obtenidos en los trabajos ejecutados.

Asimismo no será motivo de reclamación, el hecho de que las excavaciones tengan que ser realizadas en presencia de agua. En caso de que la cantidad de agua que aparezca al ejecutar las obras sea excesiva a Juicio del Ingeniero, éste determinará la conveniencia de eliminarla por medio de bombeo, drenaje o algún otro método, pagándose al Contratista dichos trabajos de eliminación de agua como trabajos extraordinarios.

6. ACARREOS

Los Precios Unitarios de los Conceptos de Trabajo correspondientes específicamente a acarreos, o los que incluyen acarreos o transportes, no varía -

rán por el hecho de que el Contratista tenga que ocupar determinados Sindicatos, gremios o cubrirles alguna regalía o cuota por no utilizar sus servicios, pues se considera que el postor previó esas circunstancias.

Asimismo, no será motivo de modificación de los Precios Unitarios o de cualquier reclamación, el hecho de que el Contratista tenga que efectuar los acarreos por rutas que señale la Secretaría en los casos en que la ruta que haya elegido el Contratista ocasione daños, ya sea a las mismas obras o terceros.

7. SOBREEXCAVACIONES .

Se entiende por sobreexcavaciones, para los efectos de estas especificaciones, la parte de una excavación practicada en exceso que quede fuera de las líneas y niveles, mostrados para la propia excavación en los planos o indicados por el Ingeniero.

Si el Contratista como resultado de sus operaciones de excavación, afloja o altera el material que la deba limitar, de manera que sea necesario la remoción de dicho material para la utilización adecuada de la superficie de la excavación en el desplante de estructuras, en el apoyo de revestimiento, o por otras causas a juicio del Ingeniero, deberá remover estos materiales utilizando procedimientos satisfactorios para el mismo Ingeniero, y la excavación excedente que resulte por esta operación será considerada "Sobre-excavación".

El Contratista conviene en que no recibirá ningún pago por las excavaciones excedentes practicadas o resultantes fuera de las líneas de proyecto o de pago indicadas en los planos o fijadas por el Ingeniero para las excavaciones correspondientes.

El Contratista se obliga a rellenar las sobreexcavaciones con los materiales o procedimientos indicados en las especificaciones o fijados por el Ingeniero y conviene en que no recibirá ningún pago o compensación de este trabajo ni por el suministro de los materiales que se empleen, ya que será de su responsabilidad, tomar las precauciones necesarias para que las excavaciones se ajusten a las líneas de proyecto o de que las superficies se conserven en condiciones adecuadas para el uso a que se destinen .

Si para ejecutar los rellenos a que se refiere el párrafo anterior, el Contratista emplea materiales proporcionados por la Secretaría o comprados por él por cuenta de ésta última el costo de dichos materiales se le cargará a su cuenta .

En caso de que el Ingeniero ordene o autorice al Contratista la ampliación de alguna excavación para cualquier fin favorable para la ejecución de las obras, ésta ampliación no se considerará como sobreexcavación y será pagada

al Contratista, así como el relleno de la misma si se requiere a los Precios Unitarios correspondientes consignados en el Catálogo.

8. COORDINACION ENTRE LA EXCAVACION Y LA UTILIZACION DE LOS MATERIALES.

Salvo los casos en que los Programas de Trabajo o que el Ingeniero indique algo en contrario, el Contratista deberá efectuar las excavaciones en forma coordinada cronológicamente para la utilización de los materiales producto de las excavaciones que sean aprovechables para la construcción de la obra.

9. ABASTECIMIENTO DE AGUA.

El suministro de agua necesarios para los trabajos de terracerías, lavados, y agregados, elaboración de concreto, curado de los mismos y la que se use en otros conceptos de trabajo, deberá ser previsto en el programa del Contratista.

Para la fabricación de concreto el precio que incluirá el Contratista será. Obtención, carga y acarreo de agua en el primer kilómetro, el agua que se utilice para el lavado de los agregados y para la fabricación de morteros y concretos deberá recibir el tratamiento necesario para que cumpla con los requisitos de pureza y calidad establecidos en las especificaciones Generales 13-3.00.0.

Todas las erogaciones que tenga que hacer el Contratista para disponer de los volúmenes de agua necesarios para sus trabajos incluyendo el manejo, transporte, almacenamiento y tratamiento deben estar incluidos en los Precios Unitarios Propuestos.

10. MATERIALES QUE PROPORCIONARA EL CONTRATISTA.

El contratista proporcionará el cemento, la puzolana, aditivos, membrana de curado, sellador de las juntas de construcción y el fierro de refuerzo requerido para la obra.

El cemento empleado será el tipo 1 excepto se indique lo contrario.

11. INDEMNIZACIONES

Serán por cuenta de la Secretaría, las indemnizaciones correspondientes a los terrenos, cultivos, cercas, etc., que queden comprendidos en las áreas que de acuerdo con las líneas de proyecto ocupen las obras.

Cuando por necesidad de sus trabajos el Contratista tenga que afectar terrenos, cultivos, cercas, etc., para la construcción de caminos de acceso, de construcción e instalaciones, etc., previamente éste deberá hacer los arreglos que sean necesarios con los propietarios, quedando estipulado que la Secretaría no asume ninguna responsabilidad o reclamaciones que deberán quedar satisfechas por el Contratista. Cuando sea necesario, la Secretaría auxiliará al Contratista en los arreglos de los propietarios.

12. PERSONAL DEL CONTRATISTA.

Los Precios Unitarios estipulados en el catálogo incluyen las erogaciones por parte del Contratista para sostener una planta de personal idóneo y eficiente que pueda llevar a cabo la ejecución de las obras y cumplir satisfactoriamente a juicio de la Secretaría con las siguientes actividades:

- a) Personal Directivo. Este personal deberá estar capacitado para dirigir y manejar las actividades de la empresa en tal forma que la obra cumpla con los requisitos de programa y calidad de acuerdo con las instrucciones que dé la Secretaría.
- b). Personal de Construcción. Este personal estará capacitado para llevar a cabo las obras de construcción en forma eficiente y correcta, de tal manera, que se cumplan todos los requisitos que pide la Secretaría.
- c). Personal de Ingeniería. Este personal estará capacitado para interpretar los ordenamientos técnicos que proporcione la Secretaría para interpretar los planos y las especificaciones y será el número suficiente para atender al proporcionamiento de líneas, niveles y dimensiones de detalles para la construcción de las obras, a partir de los datos base de líneas y niveles que proporcionará la Secretaría.

El personal de la Secretaría tendrá opción para revisar estos trabajos en cualquiera de sus puntos de avance.

En caso de que los datos de líneas y niveles proporcionados por la Secretaría sean dañados y removidos será por cuenta exclusiva del Contratista su reposición.

13. BANCOS.

La Secretaría proporcionará un plano de localización de bancos, para la obtención de materiales que intervengan en la Construcción de la obra, con sus volúmenes probables, tipos de material, localización, caminos existentes, caminos probables por construir, distancias de acarreos y sobrecarreos pero será de la exclusiva responsabilidad del contratista, verificar que los bancos que elija para estudiar sus proposiciones de Precios Unitarios sean los materiales adecuados para la ejecución de las obras, ya que en caso contrario, la Secretaría podrá fijar otros bancos de los contenidos en el plano correspondiente que cumplan con las especificaciones, sin que esto sea motivo de reclamación por parte del Contratista.

Si el contratista propone a la Secretaría el cambio de cualquier banco que no aparezca en el plano de localización, efectuará su petición por escrito, anexando nueva proposición de precio o declarando que acepta explotar el nuevo banco por el mismo Precio Unitario. En este caso la Secretaría hará los estudios de calidad y economía que procedan, los que una vez terminados conducirán a tomar la determinación correspondiente.

ESPECIFICACIONES ESPECIALES
PARA CANAL PRINCIPAL

2.1.1.2.a.- DESPALME DE MATERIAL NO APTO PARA CIMENTACION-
Y/O DESPALME DE TERRAPLENES Y DE LOS BANCOS DE
PRESTAMO.

Por despalme se entiende el trabajo que se realiza posteriormente al desmonte y que consiste principalmente en la remoción de una capa superficial del terreno natural, cuyo material no resulta adecuado para la Construcción. Se efectúa en áreas destinadas al desplante de cimentaciones y terraplenes.

La profundidad del despalme estará en función de la calidad del material a remover, por lo consiguiente, ésta profundidad será determinada por el Ingeniero, para efectos de pago se medirán en metros cúbicos, los volúmenes de material excavado para efectuar el despalme y a esta cantidad con aproximación a una decimal, se le aplicará el Precio Unitario estipulado en el catálogo para éste concepto.

21.2 1.a.- EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA, EN EL TERRENO NATURAL PARA FORMAR LA CUBETA DEL CANAL.

16

Para fines de éstas especificaciones, se entenderá por cubeta del canal, la parte de la sección del canal en la que se apoyará el revestimiento de concreto asfáltico.

Por el Precio Unitario consignado para éste concepto en el catálogo, el Contratista ejecutará apoyándose en los trazos que suministre el Ingeniero y sujetándose a los planos de proyecto o en su caso a las órdenes del Ingeniero, las excavaciones que se requieran para formar la cubeta del canal, en los cuales se aceptará una tolerancia máxima de 2 cm. en más o en menos, con las líneas de proyecto de la cubeta, siempre y cuando no se presenten éstos en forma sistemática.

Además de la excavación propiamente dicha, el Contratista ejecutará dentro del Precio Unitario que se aprueba para éste concepto, las operaciones siguientes:

- 1.- El afine de la sección excavada de acuerdo con las líneas de proyecto y en base a lo anteriormente señalado.
- 2.- El relleno, con el material y el procedimiento que indique el Ingeniero cuando por motivo de las sobreexcavaciones imputables al Contratista, existan quedadas fuera de las líneas de proyecto y mayores de la tolerancia especificada, como se indica en las Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción para definir lo que correspondá a sobreexcavaciones, serán llenadas por el Contratista, no siendo motivo de pago alguno debiendo cubrir él mismo el importe del equipo, materiales y mano de obra utilizada para satisfacer lo anteriormente señalado.
- 3.- Formará los bordos o terraplenes que son parte integrante de la sección del canal con el producto de las excavaciones de la cubeta, con la disposición que se indica en los planos de proyecto o en su caso las que suministre el Ingeniero, con un acabado tal que ninguno de los puntos de los bordos después de tomados, diste más de lo cm. del correspondiente de la línea de proyecto, en las partes no revestidas y a las líneas cuando los bordos sirvan de apoyo al revestimiento.

Previamente a la formación de los bordos despalmará la superficie de desplante y escarificará terreno natural si así lo ordena el Ingeniero.

4.- En los casos en que sobre material de la excavación, empliará los bordos y terraplenes que son parte integrante de la Sección del Canal colocando el material sobrante con la disposición que se muestra en los planos de proyecto o lo sea ordenada por el Ingeniero.

5.- Cuando los bordos o terraplenes formados con el producto de las excavaciones vayan a servir de apoyo al revestimiento, el Contratista deberá ejecutar éstos colocando el material producto de las excavaciones en capas y si se ordena su compactación a un porcentaje mayor que el proporcionado por el equipo de construcción, se le cubrirá dicha operación de compactación con el Precio Unitario existente en el catálogo para éste concepto.

Queda estipulado que el Precio Unitario del concepto 2.1.2.1.a. ya incluye las cantidades necesarias para compensar al Contratista los gastos por traspaleos del material para colocarlo con la disposición que se indica en los planos de proyecto u órdenes del Ingeniero.

El lapso máximo que se permitirá entre el afine de las excavaciones y colocación de los correspondientes revestimientos de concreto, en cualquier tramo del canal, será de 4 (cuatro) días, por lo que el Contratista deberá programar con todo cuidado sus trabajos de excavación y revestimiento. La superficie contra la que se coloque el concreto deberá estar suficientemente húmeda para que no se tome agua del concreto de los revestimientos.

Para efectos de pago de las excavaciones ejecutadas al amparo de éste concepto el Ingeniero determinará en metros cúbicos, el volumen de excavación definido como sigue:

a).- En los casos en que parte de la cubeta del canal vaya en "postizo", el volumen de excavación a pagar quedará limitado por el terreno natural antes de la excavación y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto.

b).- En los casos en que la cubeta del canal queda alojada en tajos, el volumen de excavación a pagar quedará confinado por la línea horizontal que limite el bordo libre total (que coincidirá con las banquetas inferiores de la excavación), y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto. La excavación que se ejecute arriba de la línea horizontal que limita el bordo libre total, se pagará con cargos a los conceptos 2.1.2.2.1.1.a "Excavaciones en cualquier material en los tajos".

A los volúmenes así determinados se aplicará el Precio Unitario aplicado en el Catálogo para éste concepto, para obtener la compensación del Contratista.

Región para éste concepto las mismas especificaciones que para el Concepto 2.1.2.2., salvo se excluirá la posibilidad de excavación en cualquier tipo de roca ver "Conceptos Principales de trabajo".

CONCEPTO 2.1.2.2.1.a.- EXCAVACION DE MATERIAL INDESEABLE EN TALUDES Y PLANTILLAS DEL CANAL.

Para fines de éstas especificaciones, se entenderá por excavación de material indeseable en taludes y plantillas de la cubeta del canal las excavaciones adicionales para la remoción de material indeseable que marquen los planos de proyecto o que a juicio del Ingeniero sea necesario efectuar.

Por el Precio Unitario consignado para éste concepto en el catálogo, el Contratista efectuará las operaciones siguientes:

- 1).- Excavará adicionalmente fuera de líneas de proyecto dentro de la cubeta del canal el material indeseable (no apto para los fines de construcción) principalmente arcillas expansivas que a juicio del Ingeniero de deban extraer en áreas reducidas y en volúmenes pequeños (20 M³ o menos por metro lineal del canal, 2,000 m³ en tramo de 1 Km. del canal) como máximo.
- 2.- Material excavado mediante éste concepto será depositado en los sitios que señale el Ingeniero con acarreo libre de 100 (cien) metros.
- 3.- En el caso que se ordene al Contratista a realizar sobreacarreos a más de 100 (cien) metros al volúmen excavado, se le aplicará el concepto 2.1.2.2.1.1.a.

Para justificar la aplicación del Presente Concepto de Trabajo, deben informarse con toda oportunidad de los tramos del canal dónde se encuentre el material indeseable para así poder obtener la autorización para la aplicación de éste concepto.

Para efectos de pago, se estimarán los volúmenes expresados en metros cúbicos, que hayan sido removidos a satisfacción del Ingeniero, a base de la sección antes de la remoción y las líneas que en el proyecto o de acuerdo con las órdenes del Ingeniero limiten las excavaciones adicionales. El volúmen anterior calculado en metros cúbicos se multiplicará por Precio Unitario consignado para éste concepto.

CONCEPTO: 2.1.2.3.a.-

EXCAVACION DE CUALQUIER MATERIAL EXEPTO ROCA PARA FORMACION DE CONTRACUENTAS.

80

19

Para este concepto regirán las mismas especificaciones del concepto: 2.1.2.3., de los conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, - reimpresión. 1976, excluyendo la posibilidad de excavar en roca.

3

Por el precio Unitario consignado en el Catálogo para este Concepto, el contratista suministrará en el sitio de su utilización y colocará el material que se requiere para rellenar las excavaciones adicionales, requeridas y ordenadas expresamente por el Ingeniero.

El precio Unitario para el pago de este Concepto, incluye además lo siguiente:

- 1.- Compactación de material colocado al 90% de la prueba Proctor (S.A.R.H.) o al 70% de densidad relativa, suministrando para ello el agua que se requiera siendo ésta necesaria para proporcionar la humedad óptima al material.
- 2.- El contratista se obliga a realizar acarreos hasta 500 (quinientos) metros.
- 3.- En el caso de que el contratista ejecute acarreos a mayor distancia que la indicada en el punto dos se le pagarán estos trabajos de acuerdo con los conceptos 2.1.4.1.

Para fines de pago, se calcula el volumen en metros cúbicos con aproximación a la unidad, compactado a satisfacción del Ingeniero, empleado para el cálculo del volumen, los datos del proyecto y las secciones levantadas antes del relleno. A este volumen se le aplicará el Precio Unitario con signado para este Concepto.

CONCEPTO: 2.1.3.2.1.a.- COMPENSACION ADICIONAL POR COMPACTACION DE LOS TERRAPLENES CONSTRUIDOS SEGUN EL CONCEPTO: 2.1.2.1.a.

82

21

Regirá para este concepto las mismas especificaciones que para el concepto: 2.1.3.2. de los conceptos principales de trabajo editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, - REIMPRESION 1976 (tres tomos).

CONCEPTO: 2.1.3.2.a.- COMPACTACIÓN DEL TERRENO NATURAL PARA EL DESPLANTE DE BORDOS Y TERRAPLENES.

Cuando las condiciones del terreno natural en que se desplantarán los bordos, requieran compactarse a juicio del Ingeniero, el Contratista efectuará las siguientes operaciones.

Una vez efectuada la excavación del despalme, el Contratista adicionará el agua necesaria y procederá a efectuar el compactado de terracería del desplante de los bordos del canal, 6 terraplenes.

En los suelos fricciantes: 90 % mínimo de la prueba Porter.

En suelos arcillo-limosos: 90% mínimo de la prueba Proctor. - - (S. A. R. H.)

Una vez efectuado el compactado, será aceptado por el Ingeniero - solamente cuando las calas tomadas a 30 centímetros de profundidad en el grado de compactación requerido.

Para fines de pago se medirá en metros cuadrados con aproximación de una decimal, la superficie compactada por el Contratista y recibida por el Ingeniero a su entera satisfacción.

Esta superficie se multiplicará por el precio unitario consignado en el catálogo para éste concepto.

CONCEPTO: 2.1.3.3.3.a.- REVESTIMIENTO DE CAMINOS

Regirá para este concepto las mismas especificaciones que para el concepto: 5.2.1.1. de los conceptos principales de trabajo editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, - reimpresión 1976 (tres tomos), excluyendo el acarreo en el primer kilómetro.

83 ADICIÓN DE LOS MATERIALES PRODUCIDOS DE LAS EXCAVACIONES
DE LOS CONCEPTOS: 2.1.2.1.1. a., 2.1.2.1.1.2., - -
2.1.2.1.1.3. y 2.1.2.1.1.4., EN LOS KILOMETROS SUBSECUEN-
TES DEL PAÍSEN.

22

negarán para este concepto las mismas especificaciones que para el concepto: 2.1.4.1. de los Conceptos Principales de Trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976, y - además de los conceptos arriba mencionados (tres tomos).

Por el Precio Unitario consignado en el Catálogo para este concepto, el Contratista hará todas las erogaciones necesarias y ejecutará todas las operaciones que se requieran para construir el revestimiento de concreto del canal. Comprenderá las operaciones siguientes:

La instalación de las bécificadoras y revolvedoras de concreto, incluyendo los trabajos necesarios para acondicionar los patios de almacenamiento.

El suministro de cemento, su acarreo y descarga en los almacenamientos del Contratista, así como todas las maniobras conexos y acarreos necesarios hasta su utilización.

El suministro, manejo y empleo de los aditivos y puzolana que se requieran para el concreto, de acuerdo con lo que ordene el Ingeniero.

La elaboración del concreto, así como su acarreo desde los sitios de fabricación hasta los de colocación.

El suministro de las formas y moldes para los colados, incluyendo su fabricación, colocación, empleo y remoción.

La obra falsa necesaria.

El rayado de juntas.

El curado de los concretos.

En general todas aquellas operaciones necesarias y suficientes para cumplir con las especificaciones que se estipulan para este concepto.

Las resistencias de los concretos quedarán indicadas en los planos del proyecto y los proporcionamientos de agregados y cemento serán fijados por el Laboratorio de la Secretaría y dados a conocer al Contratista por conducto del Ingeniero.

Si el cemento está en sacos, su almacenamiento deberá hacerse en locales decididamente acondicionados para este fin; el cemento se colocará sobre plataformas de madera que estén sobre el piso de la bodega como mínimo a 15 cm además deberán estar separados de las paredes; las estibas tendrán como altura máxima la correspondiente a 12 sacos de cemento. El almacenamiento deberá clasificarse y estibarse separando las distintas remesas de cemento de modo que pueda emplearse éste en el mismo orden cronológico en que fue recibido; además si se tendría cemento de varias fábricas se estibará agrupándolo por marcas con el fin de que no sean elaborados concretos que contengan cemento proveniente de varias fábricas.

En el caso de que la entrega del cemento sea a granel el Contratista deberá almacenarlos en silos y éstos deberán estar equipados con los dispositivos necesarios, de manera que puedan descargarse totalmente y que no permitan que permanezcan pegados y/o atrapados residuos, de las cargas de cemento al descargarse.

Aditivos para el concreto.— Los aditivos para el concreto que sean necesarios los suministrará y transportará el Contratista por su cuenta, los gastos que éstos le originen están incluidos dentro del precio unitario de la fabricación y colocación del concreto.

Las características de los aditivos y las proporciones de su aplicación deberán someterse previamente a la aprobación del Ingeniero.

Elaboración de concreto.— La elaboración del concreto se sujetará precisamente a las "Especificaciones Generales y Técnicas" de la Secretaría, en sus conceptos 10-7.01.8 a 10-7.01.20 inclusive.

El Contratista deberá hacer sus instalaciones de la planta dosificadora previendo el uso de puzolana adicionalmente al del cemento ordinario y de aditivos para el concreto, deberá tener siempre en buenas condiciones la planta dosificadora, limpiándola y nivelándola las veces que sea necesario para su correcto funcionamiento.

El equipo de mezclado será en cada caso el indicado para el concreto por utilizar. En caso de que el Contratista desee emplear camiones agitadores, como mezcladoras de concreto, deberá contar con la autorización previa del Ingeniero para que le indique el tiempo de mezclado para este tipo de camiones. Para el caso de revolventoras estacionarias la Secretaría no las admitirá menores de 1 (un) saco de capacidad y para cada colado el Ingeniero indicará el número de revolventoras con objeto de que el colado no se prolongue indebidamente o se produzcan juntas frías.

Colocación de concreto para revestimiento de canales. - -
Adicionalmente a las Especificaciones anteriores, se establecen como complementarias las siguientes:

Previamente a la colocación del concreto, deberán humedecerse los taludes que forman el respaldo del concreto de revestimiento, quedando entendido, que tanto el suministro en el sitio de la obra como la aplicación del agua necesaria quedarán incluidos en este mismo concepto.

En todos los casos el concreto para el revestimiento de canales deberá colocarse de abajo para arriba, es decir primeramente las porciones inferiores del mismo y posteriormente las superiores a medida que avance el colado.

Podrá utilizarse una forma deslizante en el sentido longitudinal, dotada de vibradores fijos a ella y el dispositivo para desplazarse a lo largo del canal será tal que origine un movimiento en el sentido del eje del canal y un desplazamiento de la sección de la forma paralela a ella. En el caso de las curvas, la tracción será tangencial con cables máximos de 10 metros. Se tendrá cuidado de que los huecos que la forma deje en cada lado sean iguales. Independientemente a los vibradores de forma, el Contratista deberá tener vibradores de chicote y además, reglas llanas, y paletas de madera para los acabados de los taludes y de la plantilla, también podrá efectuar el colado de los revestimientos utilizando formas que se desplazan de abajo hacia arriba sobre reglas bien fijas y alineadas pero en todo caso, colocando el concreto por capas horizontales y debidamente vibrado.

En los concretos de revestimiento de canales, no se permitirán errores mayores de 2 cm. (dos centímetros) en la línea y nivel por cada estación de 20 m. y en un tramo continuo de 100 m. un máximo de 4 cm. en línea y 3 cms. en nivel. El acabado del concreto deberá ser el que deja una forma metálica deslizante -- limpia, sin irregularidades ni defectos, y aprobada por el Ingeniero.

El rayado de las juntas en el concreto aún fresco, se hará por medio de puntas o ganchos operados manualmente por los albañiles que hagan el acabado de los revestimientos o por medio del aparajo con la forma deslizante, en el que se insertarán herramientas similares y las cuales al trasladar toda la forma, dejarán hendiduras continuas. La junta longitudinal más baja en cada uno de los revestimientos de los taludes quedará a 0.50 m., -- medidos en el sentido vertical, de la plantilla del canal. El resto del revestimiento por cada uno de los taludes se dividirá en tres porciones iguales por medio de dos ranuras intermedias. Todas las ranuras longitudinales tendrán la misma pendiente del tramo del canal en que se ejecuten. El rayado transversal al eje del canal se hará con separación de 2.00 a 3.50 metros según el tipo de la sección del canal de que se trate, apegándose a los proyectos y/o las órdenes del Ingeniero.

Si el equipo que está usando el Contratista para el revestimiento de los canales no le permite interrumpir el colado en las secciones que alojarán las estructuras coladas en sitio, se le admitirá que el revestimiento lo efectúe sin interrupción en dichas secciones, y remueva o demuela posteriormente la parte de revestimiento necesario para alojar las estructuras; pero no se le estimará para fines de pago el concreto removido o demolido, y el cemento y aditivos que hubiera empleado para dicho concreto quedarán a su cargo.

Si en la sección en la que el Contratista remueve el concreto para alguna estructura, o bien interrumpa el revestimiento para el mismo objeto, las superficies de la excavación del canal se erosionan, enlodan, encharcan o sufran algún otro deterioro, serán por cuenta del Contratista los trabajos que tenga que efectuar para corregir los defectos, así como los volúmenes excedentes para que el revestimiento quede debidamente colocado. El exceso de materiales que se empleen se considerarán como relleno en "sobreexcavaciones", y serán por cuenta del Contratista.

Sin necesidad que el Ingeniero se lo indique²⁷ el Contratista deberá tomar las providencias a que se ha hecho referencia en los párrafos anteriores para alojar las estructuras que estén indicadas en los planos o perfiles que se le entreguen, salvo orden expresa del Ingeniero, así como aquellas otras estructuras no previstas en el proyecto pero que éste ordene con la debida anticipación.

Todo el concreto que de acuerdo con lo estipulado en estas Especificaciones o con lo ordenado por el Ingeniero sea depositado en los revestimientos de los canales, será depositado al pie del talud exterior del canal.

Queda entendido que los espesores de concreto en el revestimiento, no serán en ningún caso menores que el de proyecto, y que los excedentes de concreto para rellenar los defectos, delafino de las terracerías serán considerados como relleno de "sobreeexcavaciones" con cargo al Contratista.

Para efectos de pago, el Ingeniero determinará en metros cúbicos con aproximación de una decimal los volúmenes de revestimiento colocados de acuerdo con sus órdenes y a su satisfacción medidos conforme a las dimensiones mostradas en el proyecto.

Queda expresamente estipulado que no se hará ningún pago adicional por el volumen de concreto que resulte en exceso al volumen obtenido considerando para los revestimientos de concreto el espesor mostrado en los planos de proyecto.

2.1.3.3.1.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE SELLOS EN JUNTAS DE CONTRACCION EN LOS REVESTIMIENTOS DEL CONCRETO HIDRAULICO DEL CANAL.

Por el Precio Unitario estipulado en el catálogo para éste concepto, el contratista colocará los materiales de relleno de las juntas de contracción de los revestimientos del canal, situados en las ranuras correspondientes según lo indican los planos del proyecto.

El Contratista deberá hacer los trabajos preliminares para la colocación del sello; eliminación de humedad, así como la limpia de la junta a satisfacción del Ingeniero. (Incluye el suministro).

El material a usarse es un compuesto adhesivo y resistente que deberá sellar las juntas en los revestimientos de concreto e impedirá el paso de agua através de las juntas de contracción y expansión de la junta. Su consistencia es tal que será colocado a cualquier temperatura entre 4° C a 50° C ya sea con pistola o cuchara sin necesidad de solventes adicionales o adulterantes, después de ser aplicado, el material no deberá correrse.

El Contratista hará las muestras necesarias, que a juicio del Ingeniero se requieran, y además transportará el material al sitio de su utilización y lo aplicará en la ranura previamente ejecutada a satisfacción del Ingeniero.

El material podrá colocarse en la ranura antes de efectuar el curado de concreto, o posteriormente a que el concreto de los revestimientos haya alcanzado la resistencia indicada y la ranura haya sido practicada según lo indicado en los planos a las órdenes del Ingeniero y llenos los requisitos de limpieza y se haya eliminado la humedad a satisfacción del Ingeniero.

Para efectos de pago se determinará la longitud en metros de juntas rellenas a satisfacción del Ingeniero. A la longitud anterior se le aplicará el Precio Unitario correspondiente.

CONCEPTO: 2.3.1.2.a.- EXCAVACION A MAQUINA EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA, PARA ALIJAR LAS ESTRUCTURAS.

regirá para este concepto las mismas especificaciones — que para el concepto ;2.3.1.2., de los conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Rios, reimpresión 1976 (tres tomos), salvo se excluirá la posibilidad de excavación en roca y se dejará una capa de 10 cms. de espesor para el afino de la sección.

CONCEPTO: 2.3.1.2.b.- EXCAVACION A MANO (AFINE) EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA PARA ALIJAR LAS ESTRUCTURAS.

regirá para este concepto las mismas especificaciones que para el concepto 2.3.1.2., de los conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Rios, reimpresión 1976, (tres - Tomos)

Por el precio unitario para este concepto, el Contratista deberá remover una capa de 10 cms. de espesor y dejar el terreno ya excavado a las líneas de proyecto, asimismo deberá realizar todas las operaciones necesarias para obtener el afino a satisfacción del Ingeniero.

Para efecto de pago se determinará en m3. con aproximación a una decimal y el resultado obtenido se le aplicará el precio unitario consignado para este concepto.

Por el precio consignado en el Catálogo para este concepto, el Contratista hará todas las erogaciones necesarias y ejecutará todas las operaciones que se requieran para construir el concreto de las estructuras, excepto sifones. Comprenderá las operaciones siguientes:

La instalación de las dosificadoras y revolvedoras de concreto, incluyendo los trabajos necesarios para acondicionar los patios de almacenamiento.

El suministro de cemento, su acarreo y descarga en los almacanismos del Contratista, así como todas las maniobras conexas y acarreos necesarios hasta su utilización.

El suministro, manejo y empleo de los aditivos y puzolana que se requieran para el concreto, de acuerdo con lo que ordene el Ingeniero.

La elaboración del concreto, así como su acarreo desde los sitios su fabricación hasta los de colocación.

El curado de los concretos.

En general todas aquellas operaciones necesarias y suficientes para cumplir con las especificaciones que se estipulan para estos conceptos.

Las resistencias de los concretos quedarán indicadas en los planos de proyecto y los proporcionamientos de agregados y cemento serán fijados por el Laboratorio de la Secretaría y dados a conocer al Contratista por conducto del Ingeniero.

Si el cemento se entrega en sacos, su almacenamiento deberá hacerse en locales debidamente acondicionados para esta fin; el cemento se colocará sobre plataformas de madera que estén sobre el piso de la bodega como mínimo a 15 cm., además deberán estar separados de las paredes; las estibas tendrán como altura máxima la correspondiente a 12 sacos de cemento. El almacenamiento deberá clasificarse y estibarse separando las distintas remesas de cemento de modo que pueda emplearse éste en el mismo orden cronológico en que fué recibido, además si la Secretaría proporcionará cemento de varias fábricas se estibará agrupándolo por marca con el fin de que no sean elaborados concretos que contengan cemento proveniente de varias fábricas.

En el caso de que la entrega del cemento sea a granel el Contratista deberá almacenarlo en silos y éstos deberán estar equipados con los dispositivos necesarios, de manera que puedan descargarse totalmente y que permitan que permanezcan pegados y/o atrapados recédulos de las cargas de cemento al descargarse.

Aditivos para el concreto.— Los aditivos para el concreto que sean necesarios los suministrará y transportará el Contratista por su cuenta; los gastos que éstos le originen están incluidos dentro del precio unitario de la fabricación y colocación del concreto.

Las características de los aditivos y las proporciones de su aplicación deberán someterse previamente a la aprobación del Ingeniero.

Elaboración del concreto.— La elaboración del concreto se sujetará precisamente a las "Especificaciones Generales y Técnicas" de la Secretaría, en sus conceptos 10-7.01.0 a 10-7.01.6 y del 10-7.01.8 al 10-7.01.20 inclusive.

El Contratista deberá hacer sus instalaciones de la planta dosificadora previendo el uso de puzolana adicionalmente al del cemento ordinario y de aditivos para el concreto, deberá tener siempre en buenas condiciones la planta dosificadora, limpiándola y nivelándola las veces que sea necesario para su correcto funcionamiento.

El equipo de mezclado será en cada caso el indicado para el concreto por utilizar. En caso de que el Contratista desee emplear camiones agitadores, como mezcladoras de concreto, deberá contar con la autorización previa del Ingeniero para que le indique el tiempo de mezclado para este tipo de camiones. Para el caso de revolventas estacionarias la Secretaría no las admitirá menores de 1 (un) saco de capacidad y para cada colado el Ingeniero indicará el número de revolventas con objeto de que el colado no se prolongue indebidamente o se produzcan juntas frías.

Colocación de concreto en estructuras coladas en sitio.— La colocación de concreto en las estructuras coladas en sitio será ejecutada empleando el equipo adecuado que ordene o apruebe el Ingeniero, o bien, canalones con las dimensiones, características y pendientes ordenadas o aprobadas por éste para evitar la segregación de los agregados y constituyentes del concreto. Si el Contratista emplea canalones, éstos deberán ser metálicos o en su defecto de madera y revestidos de lámina.

No se vaciará concreto para cimentaciones de estructuras, dentellones, etc., hasta que toda el agua que se encuentre en la superficie que vaya a ser cubierta por el concreto haya sido desalojada, salvo que lo apruebe el Ingeniero, en cuyo caso deberá hacerse el vaciado por el Método que éste indique o apruebe. No se permitirá el paso de agua corriente sobre concreto antes de doce horas de efectuado el colado.

Asimismo, el Contratista proporcionará las formas o moldes para los colados de concreto que se requieran, según las líneas de proyecto o instrucciones del Ingeniero.

Dentro de este precio unitario se incluyen las operaciones siguientes: el suministro del material necesario para la fabricación de las formas o moldes, su colocación, empleo y remoción, también se incluye dentro del precio unitario de este concepto el suministro, colocación y remoción de la obra falsa que sea requerida para llevar a cabo los colados.

Deberá ser observado lo relativo a las especificaciones 10-6.01.0 a la 10-6.01.13 inclusive y la 10-6.01.15.

Las formas que utilice el Contratista deberán estar en condiciones tales que produzcan en el concreto una calidad de "acabado aparente". Los concretos que no presentan un acabado satisfactorio a juicio del Ingeniero, éste podrá ordenar su remoción al Contratista para que corrija a sus expensas los defectos observados.

Medición y pago.— Para fines de pago, los concretos colocados en las estructuras serán medidos en metros cúbicos con aproximación hasta un décimo de dicha unidad; para el efecto se considerarán los volúmenes de concreto de acuerdo con las líneas de proyecto y a satisfacción del Ingeniero. Aplicándose a este volumen el precio unitario consignado en el contrato para este concepto, obteniéndose así la compensación del Contratista.

CONCEPTO: 2.3.4.2.a.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIERRA DE REFUERZO PARA C.A. -
C.A.T.O.

Regirá para este concepto las mismas especificaciones - -
del concepto:2.3.2.6., de los conceptos principales de -
trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación
y Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos).

CONCEPTO: 2.3.4.2.a.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE CONCRETAS "MILLER" PARA TUBOS
DE 61 cm. DE DIÁMETRO.

Regirá para este concepto las mismas especificaciones del
concepto 3.4.4.1.3., de los conceptos principales de tra-
bajo, editados por la Dirección General de Irrigación y -
Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos).

CONCEPTO 2.3.6.1.a.- SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO DE 61 CM. DE DIAMETRO.

Al amparo de este Concepto de trabajo, el Contratista, suministrará e instalará las tuberías de concreto de los diámetros respectivos - estipulados en el proyecto y por cada concepto de trabajo, incluyendo los codos necesarios y suficientes señalados en los planos del - proyecto.

Se aplicará así mismo para este Concepto la especificación 5-32.02.0.

Las tuberías que suministre el Contratista deberán ser nuevas, de - primera calidad y cumplirán con todo lo especificado en los planos o en caso de que a juicio del Ingeniero sea necesario realizar pruebas mecánicas o hidráulicas, éstas deberán ser realizadas de acuerdo con lo estipuladoen la norma A.S.T.M.- C -76

El Contratista instalará las tuberías de concreto, incluyendo los - codos que sean necesarios de acuerdo con las líneas señaladas por - el proyecto, operación que se sujetará a lo estipulado en las especificaciones generales 10-10.01.1 a 10-10.01.3.

Para fines de pago, las tuberías de concreto que suministre e instale el Contratista al amparo de este Concepto de trabajo, le será medida en metros lineales con aproximación a la unidad; para el efecto, se medirán los metros lineales de tubería efectivamente instalados en las estructuras de acuerdo con lo estipulado en el proyecto y a satisfacción del Ingeniero.

A solicitud del Contratista, la Secretaría le podrá hacer un pago a cuenta de 50% del importe de los conceptos de trabajo, cuando equal disponga ya de las tuberías dentro de su almacén, (almacén de Contratista), haciéndose la estimación normal cuando ya estén instaladas las tuberías, y de ésta se descontará el pago a cuenta que se - hubiere hecho sobre las mismas.

Todos los transportes, así como los acarreos locales que se requieren serán por cuenta y cargo del Contratista, considerándose incluidos dentro del Precio Unitario correspondiente a cada uno de estos conceptos de trabajo.

CONCEPTO 2.3.7.1.a. DEMOLICION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

Por el precio unitario consignado para estos conceptos el Contratista demolerá las estructuras de concreto que indiquen los planos de proyecto u ordene el Ingeniero hasta los límites y niveles que se le fijen.

El Contratista se obliga por el precio unitario, a retirar el material a una distancia no mayor que un kilómetro; además, también en caso necesario, según instrucciones del Ingeniero, efectuará las demoliciones con el cuidado necesario -- con el cuidado necesario con el objeto de utilizar el material aprovechable que pueda ser recuperado, retirándolo a una distancia no mayor que un kilómetro, si así lo ordena el Ingeniero.

El material producto de la demolición será considerado como propiedad de la Secretaría.

Para efectos de pago, se medirán las estructuras a demoler en metros cúbicos, aplicándole el precio correspondiente para compensar al Contratista por las demoliciones efectivamente llevadas a cabo.

CONCEPTO:2.4.2.3.1.a.- FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMUN EN LAS TRANSICIONES, INCLUYENDO SUMINISTRO Y ACARREO DEL CEMENTO (CONSUMO DE CEMENTO 290kg/m³).

Regirá para este concepto las mismas especificaciones - que para el concepto: 2.4.2.3.1., de los conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos), únicamente se incluye el suministro y el acarreo del cemento por parte del Contratista.

CONCEPTO:2.4.2.3.2.a.-FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMUN EN EL BARRIL INCLUYENDO SUMINISTRO Y ACARREO DE CEMENTO (CONSUMO DE CEMENTO 290 Kg/m³).

Regirá para este concepto las mismas especificaciones - que para el concepto: 2.4.2.3.2., de los conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos), únicamente se incluye el suministro y acarreo - del cemento por parte del Contratista.

CONCEPTO:2.4.2.4.a.- FABRICACION Y COLOCACION DEL CONCRETO CICLOPEO, INCLUYENDO SUMINISTRO Y ACARREO DE CEMENTO (CONSUMO DE CEMENTO 235kg/m³)

Regirá para este concepto las mismas especificaciones - del concepto: 2.4.2.4., de los conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos), excluyendo en el precio unitario la obtención de agregados pétreos y el agua.

CONCEPTO:2.4.2.5.a.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO PARA CONCRETO.

Regirá para este concepto las mismas especificaciones - del concepto: 2.4.2.5., de los conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos)

LOS CONCEPTOS

98

2.1.2.1.1.a.; 2.1.2.2.1.1.a.; 2.1.3.3.3.a.1.; 2.2.1.1.b.;
2.2.1.1.b.1.; 2.2.1.1.c.; 2.2.1.1.c.1.; 2.2.1.1.d.; 2.2.1.1.e.;
2.3.2.3.b.; 2.3.2.3.b.1.; 2.3.2.3.c.; 2.3.2.3.c.1.; 2.3.2.3.d.;
2.3.2.3.e.; 2.4.2.3.1.b.; 2.4.2.3.1.b.1.; 2.4.2.3.1.c.;
2.4.2.3.1.c.1.; 2.4.2.3.1.d.; 2.4.2.3.1.e.; 2.4.2.3.2.b.;
2.4.2.3.2.b.1.; 2.4.2.3.2.c.; 2.4.2.3.2.c.1.; 2.4.2.3.2.d.;
2.4.2.3.2.e.; 2.4.2.4.b.; 2.4.2.4.b.1.; 2.4.2.4.c.; 2.4.2.4.c.1.
2.4.2.4.d.; y 2.4.2.4.e.; SE DEFINEN EN LAS HOJAS SIGUIENTES
CON NUMERO. 32, 33, 34, 35 y 36 .

93

Por los precios unitarios consignados en el Catálogo para éstos conceptos, el Contratista efectuará las operaciones consistentes en transportar los materiales producto de las excavaciones de los bancos de préstamo ó de depósito a una distancia hasta de un kilómetro y en los subsecuentes, ya sea que el material vaya a ser utilizado en la obra ó que vaya a ser llevado a bancos de desperdicio.

MEDICION Y PAGO . La distancia entre los sitios de colocación y los bancos, que se indica en el plano de bancos, es aproximada; por lo que la distancia real de sobreacarreos, se medirá entre el centro de gravedad del banco de préstamo ó del area de excavación y el centro de gravedad de la sección del terraplen, ó banco de desperdicio según la ruta Transitable más corta ó aquella que autorice el Ingeniero, -- utilizando los caminos de acceso ó de construcción descontando el -- acarreo estipulado en los conceptos de Trabajo correspondientes.

El acarreo en el primer kilómetro de las terracerías se medirá en metros cúbicos del volumen realmente utilizado en la obra ó llevado a los bancos de desperdicio.

Para el caso del sobreacarreo, el volumen anterior se multiplicará por los kilómetros subsecuentes al primero, con el objeto de -- obtener los m^3-Km , en unidades enteras.

Los acarreos y sobreacarreos de terracerías que vayan a ser -- utilizadas en la obra le serán pagadas al contratista a los precios unitarios estipulados en el catálogo.

OBTENCION, CARGA Y DESCARGA DE GRAVAS.

39

OBTENCION, CARGA Y DESCARGA DE ARENAS.

DEFINICION Y EJECUCION

Los agregados requeridos para la fabricación de los Concretos (grava y arenas) los obtendrá el Contratista de los Bancos mostrados en el plano -- correspondiente, incluyendo clasificación, tratamiento, extracción del -- material, carga y descarga y todas las operaciones necesarias para cumplir con las especificaciones correspondientes a satisfacción de la Secretaría. Las regalías, si las hubiere, serán por cuenta del Contratista.

Una vez que el Contratista haya seleccionado y la Secretaría le haya -- autorizado la explotación de un banco de agregados, sólo se podrá efectuar un cambio de banco si el Contratista hace la petición por escrito. En este caso, la Secretaría hará los estudios que procedan, los que una vez terminados servirán de base para tomar una decisión.

MEDICION Y PAGO

La obtención, carga y descarga de agregados, se medirán en metros cúbicos y serán las que se utilizarán para la fabricación de concretos colocados -- según el proyecto o las ordenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosifica -- ción propuesta por la Secretaría, transformando los pesos dosificados a -- volúmenes según el peso volumétrico de cada material.

La remuneración al Contratista, se hará a los precios unitarios estipula -- dos en el Catálogo.

ACARREOS EN EL PRIMER KILOMETRO DE LOS AGREGADOS.

DEFINICION Y EJECUCION

Se entenderá por acarreos en el primer kilómetro de agregados (grava y -- arena) para la fabricación de concretos a la operación consistente de trans -- portar estos materiales, producto de excavación de bancos de préstamo o de -- depósito, a una distancia de hasta un kilómetro.

MEDICION Y PAGO

El acarreo en el primer kilómetro de agregados (grava-arena) para la -- fabricación de concretos, se medirá en metros cúbicos con aproximación de la -- unidad inmediata superior del volumen realmente utilizado en el concreto colo -- cado según el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero: para el efecto atendien -- do a la dosificación propuesta o aprobada por la Secretaría, se transformarán los -- pesos de agregados dosificados a volúmenes, según el peso volumétrico de cada -- material.

La distancia entre los sitios de colocación y los bancos, que se indican en -- el plano de bancos, es aproximada, por lo que la distancia real de acarreos de -- agregados (grava y arena), se medirá entre el centro de gravedad del banco de -- préstamo y la dosificadora, según la ruta transitada más corta ó aquella que -- autorice el Ingeniero, utilizando los caminos de acceso ó de construcción.

dichos acarrees le serán estimados y pagados al Contratista, a los precios unitarios estipulados en el Catálogo.

SOBREACARREO EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES
AL PRIMERO DE LOS AGREGADOS.

40

101

DEFINICION Y EJECUCION

Se entenderá por sobreacarreo en los kilómetros subsecuentes al primero de agregados (grava y arena), para la fabricación de concretos, a la operación -- consistente en transportar estos materiales, producto de la excavación de -- bancos préstamo o de depósito, a una distancia que sobrepasa al acarreo de un kilómetro.

MEDICION Y PAGO

El sobreacarreo de agregados (grava y arena), para la fabricación de concretos, se medirá para su pago en M³-Km., con aproximación a la unidad inmediata superior de los volúmenes realmente utilizados en los concretos colocados, según el proyecto o las órdenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría, transformando los pesos dosificados a -- volúmenes, según el peso volumétrico de cada material.

La distancia entre los sitios de colocación y los bancos es aproximada, por que la distancia real de sobreacarreos de agregados (grava y arena), se -- irá entre el centro de gravedad del lugar de obtención y la dosificadora -- según la ruta transitable más corta, o aquella que autorice el Ingeniero, -- utilizando los caminos de acceso o de construcción, descontando el acarreo del primer kilómetro, estipulado en el catálogo para los conceptos de trabajo -- correspondientes.

Los sobreacarreos de agregados para concreto, le serán pagados al Contra -- tista, a los precios unitarios estipulados en el Catálogo.

El agua necesaria para la fabricación de los concretos la obtendrá el Contratista de la fuente de abastecimiento proporcionada por la Secretaría ó de otra fuente propuesta por él y aprobada por ésta última, debiendo quedar incluidos en el precio unitario de la obtención, tanto los costos necesarios que tenga que ejecutar, como las erogaciones que tenga que hacer para disponer de los volúmenes necesarios, manejo, almacenamiento y el tratamiento que requiera.

MEDICION Y PAGO

La obtención, carga y descarga del agua, se medirá en metros cúbicos y será la que realmente se utilice en la fabricación de los concretos colocados, según el proyecto o las órdenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría.

La obtención del agua para la fabricación de los concretos se le pagará al Contratista, al precio unitario estipulado en el Catálogo.

ACARREOS EN EL PRIMER KILOMETRO DE AGUA

DEFINICION Y EJECUCION

Se entenderá por acarreo de agua para la fabricación de concretos, a la operación consistente en transportar el agua desde la fuente de abastecimiento aprobada por la Secretaría, a una distancia de un kilómetro.

MEDICION Y PAGO

El acarreo de agua para la fabricación de concretos, se medirá para su pago en M3 con aproximación de un decimal y los volúmenes serán los realmente utilizados en los concretos colocados, según el proyecto ó las ordenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría.

La distancia de acarreo entre la fuente de abastecimiento y la dosificadora se medirá según la ruta transitable más corta, o aquellas que autorice el Ingeniero, utilizando los caminos de acceso o de construcción.

El acarreo de agua para la fabricación de concretos, le será pagado al contratista al precio estipulado en el Catálogo.

SOBRE ACARREO EN LOS KILOMETROS

SUBSECUENTES AL PRIMERO DE AGUA

DEFINICION Y EJECUCION

Se entenderá por sobreacarreo de agua para la fabricación de concretos, a la operación consistente en transportar el agua que el Contratista necesita en los kilómetros subsecuentes al primero.

MEDICION Y PAGO

El sobre acarreo de agua para la fabricación de concretos se medirá para efectos de pagos con aproximación de una decimal y los volúmenes serán los realmente

utilizados en los concretos colocados, según el proyecto a las órdenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la - - -
Secretaría.

42

La distancia de sobreacarreo entre la fuente de abastecimiento y dosificadora, se medirá según la ruta transitable más corta, o aquella que autorice el Ingeniero, utilizando los caminos de acceso ó construcción descontando el acarreo de un kilómetro.

El sobreacarreo de agua para la fabricación de concretos, le será pagado al Contratista al precio unitario estipulado en el Catálogo.

ESPECIFICACIONES ESPECIALES
PARA ZONAS DE RIEGO

CONCEPTO 3.1.1.2. ▀ DESPALME DE LA ZONA DE CONSTRUCCION Y EN
LOS PRESTAMOS LATERALES .

Por despálme se entiende el trabajo que se realiza posteriormente al desmonte y que consiste principalmente en la remoción de una capa superficial del terreno natural, cuyo material no resulta adecuado para la Construcción. Se efectúa en áreas destinadas al desplante de cimentaciones y terraplenes .

La profundidad del despálme estará en función de la calidad del material a remover, por lo consiguiente, esta profundidad será determinada por el Ingeniero, para efectos de pago se medirán en metros cúbicos, los volúmenes de material excavado para efectuar el despálme y a esta cantidad con aproximación a una decimal, se le aplicará el Precio Unitario estipulado en el catálogo para éste concepto.

CONCEPTO 3.1.1.3.4. EMPAREJAMIENTO CON EL PRODUCTO DEL DESPALME.

El trabajo que se ejecute al amparo de este concepto, tendrá por objeto, regresar el material, producto del despalle de las zonas afectadas (tierras de cultivo) cuando a juicio del Ingeniero, se requiera.

Por el Precio Unitario estipulado para este concepto, el Contratista deberá efectuar todas las operaciones necesarias para el emparejamiento de las tierras y su nivelación, obteniendo una capa de 20 cms de espesor como máximo.

Para efectos de pago se estimará en metros cúbicos con aproximación a una decimal, a dicho volumen calculado se le aplicará el precio unitario correspondiente estipulado en el catálogo.

CONCEPTO 3.1.2.1. a. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA EN EL TERRENO NATURAL PARA FORMAR LA CUBETA DEL CANAL.

Para fines de estas especificaciones, se entenderá por cubeta del canal, la parte de la sección del canal en la que se apoyará el revestimiento de concreto hidráulico.

Por el Precio Unitario consignado para este concepto en el catálogo, el Contratista ejecutará apoyándose en los trazos que suministre el Ingeniero y sujetándose a los planos de proyecto o en su caso a las órdenes del Ingeniero, las excavaciones que se requieran para formar la cubeta del canal, en los cuales se aceptará una tolerancia máxima de 2 cm en más o en menos con las líneas de proyecto de la cubeta, siempre y cuando no se presenten éstos en forma sistemática.

Además de la excavación propiamente dicha, el Contratista ejecutará dentro del Precio Unitario que se aprueba para éste concepto, las operaciones siguientes:

1. El afine de la sección excavada de acuerdo con las líneas de proyecto y en base a lo anteriormente señalado.
2. El relleno, con el material y el procedimiento que indique el Ingeniero, cuando por motivo de las sobreexcavaciones imputables al Contratista, existan oquedades fuera de las líneas de proyecto y mayores de la tolerancia especificada, como se indica en las Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción para definir lo que corresponda a sobreexcavaciones, serán llenadas por el contratista, no siendo motivo de pago alguno, debiendo cubrir él mismo el importe del equipo, materiales y mano de obra utilizada para satisfacer lo anteriormente señalado.

3. Formará los bordos o terraplenes que son parte integrante de la sección del canal con el producto de las excavaciones de la cubeta, con la disposición que se indica en los planos de proyecto o en su caso las que suministre el Ingeniero, con un acabado tal que ninguno de los puntos de los bordos después de formados, diste más de 10 cm del correspondiente de la línea de proyecto, en las partes no revestidas y a las líneas cuando los bordos sirvan de apoyo al revestimiento.

Previamente a la formación de los bordos despalmará la superficie de despalante y escarificará terreno natural si así lo ordena el Ingeniero.

4. En los casos en que sobre material de la excavación, ampliará los bordos y terraplenes que son parte integrante de la Sección del canal colocando el material sobrante con la disposición que se muestra en los planos de proyecto o le sea ordenada por el Ingeniero.

5. Cuando los bordos o terraplenes formados con el producto de las excavaciones vayan a servir de apoyo al revestimiento, el Contratista deberá ejecutar éstos colocando el material producto de las excavaciones en capas y si se ordena su compactación a un porcentaje mayor que el proporcionado por el equipo de construcción, se le cubrirá dicha operación de compactación el Precio Unitario existente en el catálogo para este concepto.

Queda estipulado que el Precio Unitario del concepto 3.1.2.1.a., ya incluye las cantidades necesarias para compensar al Contratista los gastos por traspaños del material para colocarlo con la disposición que se indica en los planos de proyecto u órdenes del Ingeniero.

El lapso máximo que se permitirá entre el afine de las excavaciones y colocación de los correspondientes revestimientos de concreto, en cualquier tramo del canal, será de 4 (cuatro) días, por lo que el Contratista deberá programar con todo cuidado sus trabajos de excavación y revestimiento. La superficie contra la que se coloque el concreto deberá estar suficientemente húmeda para que no se tome agua del concreto de los revestimientos.

Para efectos de pago de las excavaciones ejecutadas al amparo de éste concepto, el Ingeniero determinará en metros cúbicos, el volumen de excavación definido como sigue:

a). En los casos en que parte de la cubeta del canal vaya en "postizo", el volumen de excavación a pagar quedará limitado por el terreno natural antes de la excavación y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto.

b). En los casos en que la cubeta del canal quede alojada en tajos, el volumen de excavación a pagar quedará confinado por la línea horizontal que limita el bordo libre total (que coincidirá con las banquetas inferiores de la excavación), y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto. La excavación que se ejecute arriba de la línea horizontal que limita el bordo libre total, se pagará con cargo a los conceptos 3.1.2.2.a y 3.1.2.2.1.1a "Excavaciones en cualquier material en los Tajos".

A los volúmenes así determinados se aplicará el Precio Unitario aplicado en el catálogo para este concepto, para obtener la compensación del Contratista.

CONCEPTO: 3.1.2.2.1.- EXCAVACION EN SU CUANTÍA MATERIAL, EXCEPTO HOGA
EN TALLAS.

43

regirán para este concepto las mismas especificaciones que
para el concepto: 3.1.2.2., de los conceptos principales -
de trabajo, editados por la Dirección General de Grande -
Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos)

CONCEPTO 3.1.2.2.1.a. EXCAVACION EN MATERIAL INDESEABLE EN TALUDES Y PLANTILLA DEL CANAL .

Para fines de estas especificaciones, se entenderá por excavación de material indeseable en taludes y plantilla de la cubeta del canal, las excavaciones adicionales para la remoción de material indeseable que marquen los planos de proyecto o que a juicio del Ingeniero sea necesario efectuar.

Por el Precio Unitario consignado para este concepto en el catálogo, el Contratista efectuará las operaciones siguientes:

- 1). Excavará adicionalmente fuera de líneas de proyecto dentro de la cubeta del canal el material indeseable (no apto para los fines de construcción) principalmente arcillas expansivas que a juicio del Ingeniero se deban extraer en áreas reducidas y en volúmenes pequeños (10 m³ ó menos por metro lineal de canal, 2 000 m³ en tramo de 1 km del canal) como máximo .
- 2). Material excavado mediante este concepto será depositado en los sitios que señale el Ingeniero con acarreo libre de 100 (cien) metros.
- 3). En los casos en que se ordene al contratista ejecutar excavaciones adicionales en taludes y plantilla, y este trabajo se pueda ejecutar con el equipo de construcción y sus volúmenes sean mayores que los indicados en el párrafo (1) se pagará con el concepto 3.1.2.2.1.1.a.
- 4). En el caso de que se ordene al contratista a realizar sobreacarreos, a más de 100 (cien) metros al volumen excavado se le aplicará el concepto 3.1.4.1.a.

Para justificar la aplicación del presente concepto de trabajo, deberá informarse con toda oportunidad de los tramos de canal donde se encuentre el material indeseable para así poder obtener la autorización para la aplicación de este concepto.

Para efectos de pago, se estimarán los volúmenes expresados en metros cúbicos, que hayan sido recibidos a satisfacción del Ingeniero, a base de la sección antes de la remoción y las líneas que en el proyecto se muestra ó de acuerdo con los órdenes del Ingeniero que limiten las excavaciones adicionales. El volúmen anterior calculado en metros cúbicos se multiplicará por el precio Unitario consignado para éste concepto.

3.1.2.3.a.- EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA PARA FORMACION DE CONTRACUNETAS.

Regirá para éste concepto las mismas especificaciones que para el concepto 3.1.2.3., de los Conceptos Principales de Trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos), excluyendo la posibilidad de excavar en roca.

CONCEPTO 3.1.3.2.5.^a RELLENO DE MATERIAL INERTE EN LOS ESPACIOS QUE SE REQUIEREN MOTIVADOS POR LAS EXCAVACIONES ADICIONALES DE MATERIALES INDESEABLES SEGUN CONCEPTO 3.1.2.2.1.a.

Por el Precio Unitario consignado en el catálogo para este concepto, el Contratista suministrará en el sitio de su utilización y colocará el material que se requiera para rellenar las excavaciones adicionales requeridas y ordenadas expresamente por el Ingeniero.

Las excavaciones adicionales solo serán necesarias cuando al ejecutar las excavaciones a líneas de proyecto se encuentren materiales inadecuados ya sea para el desplante del revestimiento o para la operación del canal.

Las excavaciones adicionales solo serán ejecutadas bajo permiso escrito del Ingeniero, lo cual amparará el pago del presente concepto.

El Precio Unitario para el pago de este concepto, incluye además lo siguiente:

1. Compactación del material colocado al 90% de la prueba Proctor (S.R.H.) o al 70% de densidad relativa, suministrando para ello el agua que se requiera siendo ésta necesaria para proporcionar la humedad óptima al material.
2. El Contratista se obliga a realizar acarreos hasta 500 (quinientos) metros.
3. En caso de que el Contratista ejecute acarreos a mayor distancia que la indicada en el punto dos se le pagarán estos trabajos de acuerdo con los conceptos 3.1.3.2.4.

Para fines de pago, se calcula el volumen en metros cúbicos con aproximación a la unidad, compactado a satisfacción del Ingeniero, empleando para el cálculo del volumen, los datos del proyecto y las secciones levantadas antes del relleno. A este volumen se le aplicará el precio unitario consignado para este concepto.

CONCEPTO: 3.1.3.3.a.- COMPACTACION DEL TERRENO NATURAL PARA DESPLANTE DE BORDOS Y TERRAPLENES.

53
 Cuando las condiciones del terreno natural en que se desplantarán los bordos requieran compactarse a juicio del Ingeniero, el Contratista efectuará las siguientes operaciones:

Una vez efectuada la excavación del despalme, el Contratista adicionará el agua necesaria y procederá a efectuar el compactado de terracerías del desplante de los bordos del canal ó terraplenes.

En suelos fricciantes: 90 % mínimo de la Prueba por ter.

En suelos arcillo-limoso: 90% mínimo de la Prueba - - Próctor (S.A.R.H.).

Una vez efectuado el compactado será aceptado por el Ingeniero, solamente cuando Calas tomadas a 30 centímetros de profundidad den el grado de compactación requeridas.

Para fines de pago se medirá en metros con aproximación de una decimal, la superficie compactada por contratista y recibida por el Ingeniero a su entera satisfacción.

Esta superficie se multiplicará por el precio unitario consignado en el catálogo para este concepto.

CONCEPTO: 3.1.4.1.a.- ACARREO DE LOS MATERIALES PRODUCTO DE LAS EXCAVACIONES DE LOS CONCEPTOS 3.1.2.1.1.a. y 3.1.2.2.1.1.a.- EN KILOMETROS SUBSECÜENTES AL PRIMERO.

Regirán para éste concepto las mismas especificaciones que para el concepto 3.1.4.1. de los Conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976, - - (tres tomos), además de los conceptos arriba mencionados.

CONCEPTO: 3.2.2.1.a.- EXCAVACION PARA DRENES EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA.

Regirá para éste concepto las mismas especificación que para el concepto 3.2.2.1.; de los Conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976 - (tres tomos), excluyendo la posibilidad de excavar en roca.

por el Precio Unitario consignado en el Catálogo para este concepto, el Contratista hará todas las erogaciones necesarias y ejecutará todas las operaciones que se requieran para construir el revestimiento de concreto del canal. Comprenderá las operaciones siguientes:

La instalación de las dosificadoras y revolvedoras de concreto, incluyendo los trabajos necesarios para acondicionar los patios de almacenamiento.

El suministro de cemento, su acarreo y descarga en los almacenamientos del Contratista, así como todas las maniobras conexas y acarreos necesarios hasta su utilización.

El suministro, manejo y empleo de los aditivos y puzolana que se requieran para el concreto, de acuerdo con lo que ordena el Ingeniero.

La elaboración del concreto, así como su acarreo desde los sitios de fabricación hasta los de colocación.

El suministro de las formas y moldes para los colados, incluyendo su fabricación, colocación, empleo y remoción.

La obra falsa necesaria.

El rayado de juntas.

El curado de los concretos.

En general todas aquellas operaciones necesarias y suficientes para cumplir con las especificaciones que se estipulan para este concepto.

Las resistencias de los concretos quedarán indicadas en los planos del proyecto y los proporcionamientos de agregados y cemento serán fijados por el Laboratorio de la Secretaría y dados a conocer al Contratista por conducto del Ingeniero.

Si el cemento está en sacos, su almacenamiento deberá hacerse en locales decididamente acondicionados para este fin; el cemento se colocará sobre plataformas de madera que estén sobre el piso de la bodega como mínimo a 15 cm. además deberán estar separados de las paredes; las estibas tendrán como altura máxima la correspondiente a 12 sacos de cemento. El almacenamiento deberá clasificarse y estibarse separando las distintas remesas de cemento de modo que pueda emplearse éste en el mismo orden cronológico en que fue recibido; además si se tendría cemento de varias fábricas se estibará agrupándolo por -- marcas con el fin de que no sean elaborados concretos que contengan cemento proveniente de varias fábricas.

En el caso de que la entrega del cemento sea a granel el Contratista deberá almacenarlos en silos y éstos deberán estar equipados con los dispositivos necesarios, de manera que puedan descargarse totalmente y que no permitan que permanezcan pegados y/o atrapados residuos de las cargas de cemento al descargarse.

Aditivos para el concreto.— Los aditivos para el concreto que sean necesarios los suministrará y transportará el Contratista por su cuenta, los gastos que éstos la originaen están incluidos dentro del precio unitario de la fabricación y colocación del concreto.

Las características de los aditivos y las proporciones de su aplicación deberán someterse previamente a la aprobación del Ingeniero.

Elaboración de concreto.— La elaboración del concreto se sujetará precisamente a las "Especificaciones Generales y Técnicas" de la Secretaría, en sus conceptos 10-7.01.8 a 10-7.01.20 inclusive.

El Contratista deberá hacer sus instalaciones de la planta dosificadora previendo el uso de puzolana adicionalmente al del cemento ordinario y de aditivos para el concreto, deberá tener siempre en buenas condiciones la planta dosificadora, limpiándola y nivelándola las veces que sea necesario para su correcto funcionamiento.

por el Precio Unitario consignado en el Catálogo para este concepto, el Contratista hará todas las erogaciones necesarias y ejecutará todas las operaciones que se requieran para construir el revestimiento de concreto del canal. Comprenderá las operaciones siguientes:

La instalación de las dosificadoras y revolvedoras de concreto, incluyendo los trabajos necesarios para acondicionar los patios de almacenamiento.

El suministro de cemento, su acarreo y descarga en los almacenamientos del Contratista, así como todas las maniobras conexas y acarreos necesarios hasta su utilización.

El suministro, manejo y empleo de los aditivos y parolana que se requieran para el concreto, de acuerdo con lo que ordene el Ingeniero.

La elaboración del concreto, así como su acarreo desde los sitios de fabricación hasta los de colocación.

El suministro de las formas y moldes para los colados, incluyendo su fabricación, colocación, empleo y remoción.

La obra falsa necesaria.

El rayado de juntas.

El curado de los concretos.

En general todas aquellas operaciones necesarias y suficientes para cumplir con las especificaciones que se estipulan para este concepto.

Las resistencias de los concretos quedarán indicadas en los planos del proyecto y los proporcionamientos de agregados y cemento serán fijados por el Laboratorio de la Secretaría y dados a conocer al Contratista por conducto del Ingeniero.

Si el cemento está en sacos, su almacenamiento deberá hacerse en locales debidamente acondicionados para este fin; el cemento se colocará sobre plataformas de madera que estén sobre el piso de la bodega como mínimo a 15 cm además deberán estar separados de las paredes; las estibas tendrán como altura máxima la correspondiente a 12 sacos de cemento. El almacenamiento deberá clasificarse y estibarse separando las distintas remesas de cemento de modo que pueda emplearse éste en el mismo orden cronológico en que fue recibido; además si se tendría cemento de varias fábricas se estibará agrupándolo por marcas con el fin de que no sean elaborados concretos que contengan cemento proveniente de varias fábricas.

En el caso de que la entrega del cemento sea a granel el Contratista deberá almacenarlos en silos y éstos deberán estar equipados con los dispositivos necesarios, de manera que puedan descargarse totalmente y que no permitan que permanezcan pegados y/o atrapados residuos de las cargas de cemento al descargarse.

Aditivos para el concreto.— Los aditivos para el concreto que sean necesarios los suministrará y transportará el Contratista por su cuenta, los gastos que éstos de origen están incluidos dentro del precio unitario de la fabricación y colocación del concreto.

Las características de los aditivos y las proporciones de su aplicación deberán someterse previamente a la aprobación del Ingeniero.

Elaboración de concreto.— La elaboración del concreto se sujetará precisamente a las "Especificaciones Generales y Técnicas" de la Secretaría, en sus conceptos 10-7.01.8 a 10-7.01.20 inclusive.

El Contratista deberá hacer sus instalaciones de la planta dosificadora previendo el uso de puzolana adicionalmente al del cemento ordinario y de aditivos para el concreto, deberá tener siempre en buenas condiciones la planta dosificadora, limpiándola y nivelándola las veces que sea necesario para su correcto funcionamiento.

El equipo de mezclado será en cada caso el indicado para el concreto por utilizar. En caso de que el Contratista desee emplear camiones agitadores, como mezcladoras de concreto, deberá contar con la autorización previa del Ingeniero para que le indique el tiempo de mezclado para este tipo de camiones. Para el caso de revolventoras estacionarias la Secretaría no las admitirá menores de 1 (un) saco de capacidad y para cada colado el Ingeniero indicará el número de revolventoras con objeto de que el colado no se prolongue indebidamente o se produzcan juntas frías.

Colocación de concreto para revestimiento de canales. - Adicionalmente a las Especificaciones anteriores, se establezcan como complementarias las siguientes:

Previamente a la colocación del concreto, deberán humedecerse los taludes que forman el respaldo del concreto de revestimiento, quedando entendido, que tanto el suministro en el sitio de la obra como la aplicación del agua necesaria quedarán incluidos en este mismo concepto.

En todos los casos el concreto para el revestimiento de canales deberá colocarse de abajo para arriba, es decir primeramente las porciones inferiores del mismo y posteriormente las superiores a medida que avanza el colado.

Podrá utilizarse una forma deslizable en el sentido longitudinal, dotada de vibradores fijos a ella y el dispositivo para desplazarse a lo largo del canal será tal que origine un movimiento en el sentido del eje del canal y un desplazamiento de la sección de la forma paralela a ella. En el caso de las curvas, la tracción será tangencial con cables máximos de 10 metros. Se tendrá cuidado de que los huecos que la forma deje en cada lado sean iguales. Independientemente a los vibradores de forma, el Contratista deberá tener vibradores de chicote y además, reglas llanas, y paletas de madera para los acabados de los taludes y de la plantilla, también podrá efectuar el colado de los revestimientos utilizando formas que se desplazan de abajo hacia arriba sobre reglas bien fijas y alineadas pero en todo caso, colocando el concreto por capas horizontales y debidamente vibrado.

En los concretos de revestimiento de canales, no se permitirán errores mayores de 2 cm. (dos centímetros) en la línea y nivel por cada estación de 20 m. y en un tramo continuo de 100 m. un máximo de 4 cm. en línea y 3 cms. en nivel. El acabado del concreto deberá ser el que deja una forma metálica deslizante — limpia, sin irregularidades ni defectos, y aprobada por el Ingeniero.

El rayado de las juntas en el concreto aún fresco, se hará por medio de puntas o ganchos operados manualmente por los albañiles que hagan el acabado de los revestimientos o por medio del aparajo con la forma deslizante, en el que se insertarán herramientas similares y las cuales al trasladar toda la forma, dejarán hendiduras continuas. La junta longitudinal más baja en cada uno de los revestimientos de los taludes quedará a 0.50 m., — medidos en el sentido vertical, de la plantilla del canal. El resto del revestimiento por cada uno de los taludes se dividirá en tres porciones iguales por medio de dos ranuras intermedias. Todas las ranuras longitudinales tendrán la misma pendiente del tramo del canal en que se ejecuten. El rayado transversal al eje del canal se hará con separación de 2.00 a 3.50 metros según el tipo de la sección del canal de que se trate, apeándose a los proyectos y/o las órdenes del Ingeniero.

Si el equipo que está usando el Contratista para el revestimiento de los canales no le permite interrumpir el colado en las secciones que alojarán las estructuras coladas en sitio, se le admitirá que el revestimiento lo efectúe sin interrupción en dichas secciones, y remueva o demuela posteriormente la parte de revestimiento necesario para alojar las estructuras; pero no se le estimará para fines de pago el concreto removido o demolido, y el cemento y aditivos que hubiere empleado para dicho concreto quedarán a su cargo.

Si en la sección en la que el Contratista remueve el concreto para alguna estructura, o bien interrumpe el revestimiento para el mismo objeto, las superficies de la excavación del canal se erosionan, anodan, encharcan o sufren algún otro deterioro, serán por cuenta del Contratista los trabajos que tenga que efectuar para corregir los defectos, así como los volúmenes excedentes para que el revestimiento quede debidamente colocado. El exceso de materiales que se empleen se considerarán como relleno en "sobreexcavaciones", y serán por cuenta del Contratista.

58
Sin necesidad que el Ingeniero se lo indique el Contratista deberá tomar las providencias a que se ha hecho referenci en los párrafos anteriores para alojar las estructuras que estén indicadas en los planos o perfiles que se le entreguen, salvo orden expresas del Ingeniero, así como aquellas otras estructuras no previstas en el proyecto pero que éste ordene con la debida anticipación.

Todo el concreto que de acuerdo con lo estipulado en estas Especificaciones o con lo ordenado por el Ingeniero sea demolido en los revestimientos de los canales, será depositado al pie del talud exterior del canal.

Queda entendido que los espesores de concreto en el revestimiento, no serán en ningún caso menores que el de proyecto, y que los excedentes de concreto para rellenar los defectos de las terracerías serán considerados como relleno de "sobrexexcavaciones" con cargo al Contratista.

Para efectos de pago, el Ingeniero determinará en metros cúbicos con aproximación de una decimal los volúmenes de revestimiento colocados de acuerdo con sus órdenes y a su satisfacción medidos conforme a las dimensiones mostradas en el proyecto.

Queda expresamente estipulado que no se hará ningún pago adicional por el volumen de concreto que resulte en exceso al volumen obtenido considerando para los revestimientos de concreto el espesor mostrado en los planos de proyecto.

SUMINISTRO Y

3.3.3.5. COLOCACION DE SELLOS EN JUNTAS DE CONTRACCION EN LOS REVESTIMIENTOS DEL CONCRETO HIDRAULICO DEL CANAL .

Por el Precio Unitario estipulado en el catálogo para este concepto, el contratista colocará los materiales de relleno de las juntas de contracción de los revestimientos del canal, situados en las ranuras correspondientes según lo indican los planos del proyecto.

El Contratista deberá hacer los trabajos preliminares para la colocación del sello; eliminación de humedad, así como la limpia de la junta a satisfacción del Ingeniero.

El material a usarse es un compuesto adhesivo y resistente que deberá sellar las juntas en los revestimientos de concreto e impedirá el paso de agua través de los ciclos de contracción y expansión de la junta. Su consistencia es tal que será colocado a cualquier temperatura entre 4°C a 50°C ya sea con pistola o cuchara sin necesidad de solventes adicionales o adyuvantes, después de ser aplicado, el material no deberá correrse.

El Contratista hará las muestras necesarias, que a juicio del Ingeniero se requieran, y además transportará el material al sitio de su utilización, y lo aplicará en la ranura previamente ejecutada a satisfacción del Ingeniero.

El material podrá colocarse en la ranura antes de efectuar el curado de concreto, o posteriormente a que el concreto de los revestimientos haya alcanzado la resistencia indicada y la ranura haya sido practicada según lo indicado en los planos a las órdenes del Ingeniero y llene los requisitos de limpieza y se haya eliminado la humedad a satisfacción del Ingeniero.

Para efectos de pago se determinará la longitud en metros de juntas rellenas a satisfacción del Ingeniero. A la longitud anterior se le aplicará el Precio Unitario correspondiente.

121

CONCEPTO: 3.4.1.2.a.- EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA PARA ALOJAR LAS ESTRUCTURAS.

60

Regirá para este concepto las mismas especificaciones que para el concepto: 3.4.1.2.- de los Conceptos Principales, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos reimpresión 1976 (tres tomos) salvo que se excluirá la posibilidad de excavación en roca.

Por el precio consignado en el Catálogo para este concepto, el Contratista hará todas las erogaciones necesarias y ejecutará todas las operaciones que se requieran para construir el concreto de las estructuras, excepto sifones. Comprenderá las operaciones siguientes:

La instalación de las dosificadoras y revolvedoras de concreto, incluyendo los trabajos necesarios para acondicionar los patios de almacenamiento.

El suministro de cemento, su acarreo y descarga en los almacenes del Contratista, así como todas las maniobras conexas y acarreos necesarios hasta su utilización.

El suministro, manejo y empleo de los aditivos y puzola que se requieran para el concreto, de acuerdo con lo que ordene el Ingeniero.

La elaboración del concreto, así como su acarreo desde los sitios de fabricación hasta los de colocación.

El curado de los concretos.

En general todas aquellas operaciones necesarias y suficientes para cumplir con las especificaciones que se estipulan para estos conceptos.

Las resistencias de los concretos quedarán indicadas en los planos de proyecto y los proporcionamientos de agregados y cemento serán fijados por el Laboratorio de la Secretaría y dados a conocer al Contratista por conducto del Ingeniero.

Si el cemento se entrega en sacos, su almacenamiento deberá hacerse en locales debidamente acondicionados para esta fin; el cemento se colocará sobre plataformas de madera que están sobre el piso de la bodega como mínimo a 15 cm., además deberán estar separados de las paredes; las estibas tendrán como altura máxima la correspondiente a 12 sacos de cemento. El almacenamiento deberá clasificarse y estibarse separando las distintas remesas de cemento de modo que pueda emplearse éste en el mismo orden cronológico en que fué recibido, además si la Secretaría proporcionará cemento de varias fábricas se estibará agrupándolo por marca con el fin de que no sean elaborados concretos que contengan cemento proveniente de varias fábricas.

En el caso de que la entrega del cemento sea a granel el Contratista deberá almacenarlo en silos y éstos deberán estar equipados con los dispositivos necesarios, de manera que puedan descargarse totalmente y que permitan que permanezcan pegados y/o atrapados resáduos de las cargas de cemento al descargarse.

Aditivos para el concreto.— Los aditivos para el concreto que sean necesarios los suministrará y transportará el Contratista por su cuenta; los gastos que éstos le originen están incluidos dentro del precio unitario de la fabricación y colocación del concreto.

Las características de los aditivos y las proporciones de su aplicación deberán someterse previamente a la aprobación del Ingeniero.

Elaboración del concreto.— La elaboración del concreto se sujetará precisamente a las "Especificaciones Generales y Técnicas" de la Secretaría, en sus conceptos 10-7.01.0 a 10-7.01.6 y del 10-7.01.8 al 10-7.01.20 inclusiva.

El Contratista deberá hacer sus instalaciones de la planta dosificadora previendo el uso de puzolana adicionalmente al cemento ordinario y de aditivos para el concreto, deberá tener siempre en buenas condiciones la planta dosificadora, limpiándola y nivelándola las veces que sea necesario para su correcto funcionamiento.

El equipo de mezclado será en cada caso el indicado para el concreto por utilizar. En caso de que el Contratista desee emplear camiones agitadores, como mezcladoras de concreto, deberá contar con la autorización previa del Ingeniero para que le indique el tiempo de mezclado para este tipo de camiones. Para el caso de revolvedoras estacionarias la Secretaría no las admitirá menores de 1 (un) saco de capacidad y para cada colado el Ingeniero indicará el número de revolvedoras con objeto de que el colado no se prolongue indebidamente o se produzcan juntas frías.

Colocación de concreto en estructuras coladas en sitio.— La colocación de concreto en las estructuras coladas en sitio será ejecutada empleando el equipo adecuado que ordene o apruebe el Ingeniero, o bien, canalones con las dimensiones, características y pendientes ordenadas o aprobadas por éste para evitar la segregación de los agregados y constituyentes del concreto. Si el Contratista emplea canalones, éstos deberán ser metálicos o en su defecto de madera y revestidos de lámina.

124 No se vaciará concreto para cimentaciones de estructuras, dentellones, etc., hasta que toda el agua que se encuentre en la superficie que vaya a ser cubierta por el concreto haya sido desalojada, salvo que lo apruebe el Ingeniero, en cuyo caso deberá hacerse el vaciado por el método que éste indique o apruebe. No se permitirá el paso de agua corriente sobre concreto antes de doce horas de efectuado el colado.

Asimismo, el Contratista proporcionará las formas o moldes para los colados de concreto que se requieran, según las líneas de proyecto o instrucciones del Ingeniero.

Dentro de este precio unitario se incluyan las operaciones siguientes: el suministro del material necesario para la fabricación de las formas o moldes, su colocación, empleo y remoción, también se incluye dentro del precio unitario de este concepto el suministro, colocación y remoción de la obra falsa que sea requerida para llevar a cabo los colados.

Deberá ser observado lo relativo a las especificaciones 10-6.01.0 a la 10-6.01.13 inclusive y la 10-6.01.15.

Las formas que utilice el Contratista deberán estar en condiciones tales que produzcan en el concreto una calidad de "acabado aparente". Los concretos que no presenten un acabado satisfactorio a juicio del Ingeniero, éste podrá ordenar su remoción al Contratista para que corrija a sus expensas los defectos observados.

Medición y pago.— Para fines de pago, los concretos colocados en las estructuras serán medidos en metros cúbicos con aproximación hasta un décimo de dicha unidad; para el efecto se considerarán los volúmenes de concreto de acuerdo con las líneas de proyecto y a satisfacción del Ingeniero. Aplicándose a este volumen el precio unitario consignado en el contrato para este concepto, obteniéndose así la compensación del Contratista.

CONCEPTO: 3.4.2.5.a.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO.

Regirán para este concepto las mismas especificaciones del concepto: 3.4.2.5., de los conceptos Principales de Trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976,- (tres tomos).

CONCEPTO 3.4.5.1.3.a. TUBO DE CONCRETO DE 61 CMS DE DIAMETRO

Al amparo de este concepto de trabajo, el Contratista suministrará e instalará las tuberías de concreto de los diámetros respectivos estipulados en el proyecto y por cada concepto de trabajo, incluyendo los codos necesarios y suficientes señalados en los planos del proyecto.

Se aplicará asimismo para este concepto la especificación 5-32.02.0.

Las tuberías que suministre el Contratista deberán ser nuevas, de primera calidad y cumplirán con todo lo especificado en los planos o en caso de que a juicio del Ingeniero sea necesario realizar pruebas mecánicas o hidráulicas, éstas deberán ser realizadas de acuerdo con lo estipulado en la norma A.S.T.M.-C-76.

El Contratista instalará las tuberías de concreto, incluyendo los codos que sean necesarios de acuerdo con las líneas señaladas por el proyecto, operación que se sujetará a lo estipulado en las especificaciones Generales 10-10.01.1 a 10-10.01.3

Para fines de pago, las tuberías de concreto que suministre e instale el Contratista al amparo de este concepto de trabajo, le será medida en metros lineales con aproximación a la unidad; para el efecto, se medirán los metros lineales de tubería efectivamente instalados en las estructuras de acuerdo con lo estipulado en el proyecto y a satisfacción del Ingeniero.

A solicitud del Contratista, la Secretaría le podrá hacer un pago a cuenta hasta de 50% del importe de los conceptos de trabajo, cuando aquel disponga ya de las tuberías dentro de su almacén, (almacén del Contratista) haciéndose la estimación normal cuando ya estén instaladas las tuberías, y de ésta se descontará el pago a cuenta que se hubiere hecho sobre las mismas.

Todos los transportes, así como los acarreos locales que requieran serán por cuenta y cargo del Contratista, considerándose incluidos dentro del Precio Unitario correspondiente a cada uno de estos conceptos de trabajo.

CONCEPTO: 5.2.1.1.a.- REVESTIMIENTO DE CAMINOS.

66

Regirá para este concepto las mismas especificaciones que para el concepto:5.2.1.1. de los conceptos principales de trabajo, editados por la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, reimpresión 1976 (tres tomos), excluyendo el acarreo en el primer kilómetro.

LOS CONCEPTOS.- 3.1.2.1.1.c., 3.1.2.2.1.1.a., 3.2.1.1.b., 3.3.1.1.a.1., 3.3.1.1.a.2.,
3.3.1.1.a.3.; 3.3.1.1.b.; 3.3.1.1.c.; 3.4.2.3.a.; 3.4.2.3.b.;
3.4.2.3.c.; 3.4.2.3.d.1.; 3.4.2.3.d.2.; 3.4.2.3.d.3.; 3.4.2.3.d.4.;

SE DEFINEN EN LAS HOJAS SIGUIENTES CON NUMEROS. 62, 63, 64, 65,
65 Y 65.

Por los precios unitarios consignados en el Catálogo para éstos conceptos, el Contratista efectuará las operaciones consistentes en Transportar los materiales producto de las excavaciones de los bancos de préstamo ó de depósito a una distancia hasta de un kilómetro y en los subsecuentes, ya sea que el material vaya a ser utilizado en la obra ó que vaya a ser llevado a bancos de desperdicio.

MEDICION Y PAGO . La distancia entre los sitios de colocación y los bancos, que se indica en el plano de bancos, es aproximada; por lo que la distancia real de sobreacarreos, se medirá entre el centro de gravedad del banco de préstamo ó del area de excavación y el centro de gravedad de la sección del terraplen, ó banco de desperdicio según la ruta Transitable más corta ó aquella que autorice el Ingeniero, -- utilizando los caminos de acceso ó de construcción descontando el -- acarreo estipulado en los conceptos de Trabajo correspondientes.

El acarreo en el primer kilómetro de las terracerías se medirá en metros cúbicos del volumen realmente utilizado en la obra ó llevado a los bancos de desperdicio.

Para el caso del sobreacarreo, el volumen anterior se multiplicará por los kilómetros subsecuentes al primero, con el objeto de -- obtener los m^3-km . en unidades enteras.

Los ácarreos y sobreacarreos de terracerías que vayan a ser -- utilizadas en la obra le serán pagadas al contratista a los precios unitarios estipulados en el catálogo.

OBTENCION, CARGA Y DESCARGA DE GRAVAS.

OBTENCION, CARGA Y DESCARGA DE ARENAS.

DEFINICION Y EJECUCION

69

Los agregados requeridos para la fabricación de los Concretos (grava y arenas) los obtendrá el Contratista de los Bancos mostrados en el plano -- correspondiente, incluyendo clasificación, tratamiento, extracción del -- material, carga y descarga y todas las operaciones necesarias para cumplir con las especificaciones correspondientes a satisfacción de la Secretaría. Las regalías, si las hubiere, serán por cuenta del Contratista.

Una vez que el Contratista haya seleccionado y la Secretaría le haya -- autorizado la explotación de un banco de agregados, sólo se podrá efectuar un cambio de banco si el Contratista hace la petición por escrito. En este caso, la Secretaría hará los estudios que procedan, los que una vez termina -- los servirán de base para tomar una decisión.

MEDICION Y PAGO

La obtención, carga y descarga de agregados, se medirán en metros cúbicos -- y serán las que se utilizarán para la fabricación de concretos colocados -- según el proyecto o las ordenes del Ingeniero, y de acuerdo con la dosifica -- ción propuesta por la Secretaría, transformando los pesos dosificados a -- volúmenes según el peso volumétrico de cada material.

La remuneración al Contratista, se hará a los precios unitarios estipula -- dos en el Catálogo.

ACARREOS EN EL PRIMER KILOMETRO DE LOS AGREGADOS.

DEFINICION Y EJECUCION

Se entenderá por acarreos en el primer kilómetro de agregados (grava y -- arena) para la fabricación de concretos a la operación consistente de trans -- portar estos materiales, producto de excavación de bancos de préstamo o de -- depósito, a una distancia de hasta un kilómetro.

MEDICION Y PAGO

El acarreo en el primer kilómetro de agregados (grava-arena) para la -- fabricación de concretos, se medirá en metros cúbicos con aproximación de la -- unidad inmediata superior del volumen realmente utilizado en el concreto colo -- cado según el proyecto y/o las órdenes del Ingeniero; para el efecto atendien -- do a la dosificación propuesta o aprobada por la Secretaría, se transformarán los -- pesos de agregados dosificados a volúmenes, según el peso volumétrico de -- la material.

La distancia entre los sitios de colocación y los bancos, que se indican en -- el plano de bancos, es aproximada, por lo que la distancia real de acarreos de -- agregados (grava y arena), se medirá entre el centro de gravedad del banco de -- préstamo y la dosificadora, según la ruta transitada más corta ó aquella que -- autorice el Ingeniero, utilizando los caminos de acceso ó de construcción.

Los acarreos le serán estimados y pagados al Contratista, a los precios unitarios estipulados en el Catálogo.

SOBREACARREO EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES
AL PRIMERO DE LOS AGREGADOS.

70

DEFINICION Y EJECUCION

Se entenderá por sobreacarreo en los kilómetros subsecuentes al primero de agregados (grava y arena), para la fabricación de concretos, a la operación consistente en transportar estos materiales, producto de la excavación de bancos préstamo o de depósito, a una distancia que sobrepasa al acarreo de un kilómetro.

MEDICION Y PAGO

El sobreacarreo de agregados (grava y arena), para la fabricación de concretos, se medirá para su pago en M³-Km., con aproximación a la unidad inmediata superior de los volúmenes realmente utilizados en los concretos colocados según el proyecto o las órdenes del ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría, transformando los pesos dosificados a volúmenes, según el peso volumétrico de cada material.

La distancia entre los sitios de colocación y los bancos es aproximada, por lo que la distancia real de sobreacarreos de agregados (grava y arena), se medirá entre el centro de gravedad del lugar de obtención y la dosificadora según la ruta transitable más corta, o aquella que autorice el ingeniero, utilizando los caminos de acceso o de construcción, descontando el acarreo de primer kilómetro, estipulado en el catálogo para los conceptos de trabajo correspondientes.

Los sobreacarreos de agregados para concreto, le serán pagados al Contratista, a los precios unitarios estipulados en el Catálogo.

132

El agua requerida para la fabricación de los concretos la obtendrá el Contratista de la fuente de abastecimiento proporcionada por la Secretaría ó de otra fuente propuesta por él y aprobada por los Oficios, entendiéndose quedar incluidos en el precio unitario de la obtención, tanto las obras necesarias que tenga que ejecutar, como las erogaciones que tenga que hacer para disponer de los volúmenes necesarios, manejo, almacenamiento y el tratamiento que requiera.

MEDICION Y PAGO

71

La obtención, carga y descarga del agua, se medirá en m³ cúbicos, y será la que realmente se utilice en la fabricación de los concretos colocados, según el proyecto o las órdenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría.

La obtención del agua para la fabricación de los concretos se le pagará al Contratista, al precio unitario estipulado en el Catálogo.

ACARREOS EN EL PRIMER KILOMETRO DE AGUA

DEFINICION Y EJECUCION

Se entenderá por acarreo de agua para la fabricación de concretos, a la operación consistente en transportar el agua desde la fuente de abastecimiento aprobada por la Secretaría, a una distancia de un kilómetro.

MEDICION Y PAGO

El acarreo de agua para la fabricación de concretos, se medirá para su pago en M3 con aproximación de un decimal y los volúmenes serán los realmente utilizados en los concretos colocados, según el proyecto ó las ordenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría.

La distancia de acarreo entre la fuente de abastecimiento y la dosificadora se medirá según la ruta transitable más corta, o aquellas que autorice el Ingeniero, utilizando los caminos de acceso o de construcción.

El acarreo de agua para la fabricación de concretos, le será pagado al contratista al precio estipulado en el Catálogo.

SOBRE ACARREO EN LOS KILOMETROS

SUBSECUENTES AL PRIMERO DE AGUA

DEFINICION Y EJECUCION

Se entenderá por sobrecarreo de agua para la fabricación de concretos, a la operación consistente en transportar el agua que el Contratista necesita en los kilómetros subsiguientes al primero.

MEDICION Y PAGO

El sobre acarreo de agua para la fabricación de concretos se medirá para efectos de pago con aproximación de una decimal y los volúmenes serán los realmente

123

utilizados en los concretos colocados, según el proyecto a las órdenes del Ingeniero y de acuerdo con la dosificación propuesta por la Secretaría.

72

La distancia de sobreacarreo entre la fuente de abastecimiento y dosificadora, se medirá según la ruta transitable más corta, o aquella que autorice el Ingeniero, utilizando los caminos de acceso ó construcción descontando el acarreo de un kilómetro.

El sobreacarreo de agua para la fabricación de concretos, le será pagado al Contratista al precio unitario estipulado en el Catálogo.

S. A. R. H.		Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego - 35. Cd. de Talcas, Chih., Unidad Riegrable Etapa III - Primer Concurso, Canal Fnal. Am. San Pedro de l - Km-10+200 al 2+25+350 y Zona de Riego 1534, 216		1 de 11		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE GRANDE IRRIGACION								134	73
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)			
CLASIFICACION	DESCRIPCION								
2.	CANAL PRINCIPAL								
2.1	TERRAZERIAS.								
2.1.1.	DESMONTE								
2.1.1.1.	Desmonte, desentraque, desyerbe y limpieza del terreno para propósitos de construcción.	Ha.	26.9						
2.1.1.2.a.	Despalme de material no apto para cimentación y/o despalme de terraplenes y de los bancos de préstamo.	m ³	11,200.0						
2.1.2	Excavaciones.								
2.1.2.1.a.	Excavación en cualquier material excepto roca en el terreno natural, para formar la cubeta del canal.	m ³	87,130.0						
2.1.2.1.1.a.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto: 2.1.2.1.a.	m ³	28,081.0						
2.1.2.1.2.a.	Excavación en cualquier material excepto roca en los tajos.	m ³	105,790.0						
2.1.2.1.3.a.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.1.2.1.2.a.	m ³	18,721.0						
2.1.2.1.4.a.	Excavación en cualquier material (excepto roca) en taludes y plantilla del canal.	m ³	12,455.0						
2.1.2.1.5.a.	Excavación en cualquier material (excepto roca) para formación de contrasientas.	m ³	3,300.0						
2.1.3.	Construcción de bordos y terraplenes								
2.1.3.1.	Terraplén para bordos y caminos formado con material obtenido de préstamo con acarreo.								
2.1.3.1.1.	No mayor de 500 metros.	m ³	5,000.0						
2.1.3.1.2.	Mayor de 500 y hasta 1000 metros.	m ³	5,739.0						
2.1.3.1.5.a.	Relleno de material inerte en las superficies que se requieran, matizadas por las secciones adicionales de materiales no calientes, según concepto 2.1.2.1.4.a.	m ³	12,455.0						

S. A. R. H.		Proyecto de Aplicación del Distrito de Riego - 05, Cd. De Fieles, Chih., Unidad Riegras Etapa III - Primer Conc. Canal Ppal. Aux. San Pedro del K-16+200 al K-25+300 y Zona de Riego 1534. M. h.		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
SUBDIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE GRANDE IRRIGACION						135 74	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (C\$)	IMPORTE (C\$)	
CLASIFICACION	DESCRIPCION						
2.1.3.2.1.a.	Compensación adicional por compactación de los terraplenes construidos, según el concepto 2.1.2.1.a.	M ³	11,918.0				
2.1.3.2.a.	Compactación del terreno natural para el desplante de bordos y terraplenes.	M ²	8,760.0				
2.1.3.3.a.	Revestimiento de caminos	M ³	11,289.5				
2.1.3.3.a.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.1.3.3.a.	M ³	11,289.5				
2.1.4.1.	Sobrecarreo de Terracerías.						
2.1.4.1.a.	Acarreo de los materiales producto de las excavaciones de los conceptos: 2.1.2.1.1.a., 2.1.2.2.1.1.a., 2.1.2.2.1.a. y 2.1.2.3.a., en los kilómetros sub-secuentes al primero.	M ³ -Km.	93,604.0				
2.1.4.2.	Acarreo de los materiales para el concepto 2.1.3.3.a. en los kilómetros sub-secuentes al primero.	M ³ -Km.	124,185.0				
2.2	<u>REVESTIMIENTOS.</u>						
2.2.1.1.a.	Fabricación y colocación de concreto para revestimiento del canal con 7 cms. de espesor, incluye suministro y acarreo del cemento (consumo de cemento 235 Kg/m ³).	M ³	5,402.3				
2.2.1.1.b.	Obtención, carga y descarga de agregados pétreos para la fabricación del concreto.	M ³	6,591.0				
2.2.1.1.b.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.2.1.1.b.	M ³	6,591.0				
2.2.1.1.c.	Obtención carga y descarga de agua para la fabricación del concreto.	M ³	927.0				
2.2.1.1.c.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.2.1.1.c.	M ³	427.0				
2.2.1.1.d.	Sobrecarreo de agregados pétreos para la fabricación de concreto en los kilómetros subsecuentes al primero (long. promedio 23 Kms).	M ³ -Km.	154,525.0				
2.2.1.1.e.	Sobrecarreo de agua para la fabricación de concreto en los kilómetros subsecuentes al primero (long. promedio 23 Kms).	M ³ -Km.	5,750.0				
2.2.3.3.a.	Suministro y colocación de sellos en juntas de contracción en los revestimientos del concreto hidráulico del canal.	M	10,500.0				
2.3.	<u>ESTRUCTURAS EN EL CANAL.</u>						
2.3.1.	<u>Escaleras para estructuras.</u>						
2.3.1.1.	Excavación, desmonte, desecho y limpieza del terreno para propósitos de construcción	Ha.	1.00				
2.3.1.2.a.	Excavaciones a máquina en cualquier materia para propósitos de las estructuras.	M ³	1,000.0				

S. A. R. H.		Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego 05 Cd. Delicias, Chih., Unidad Buchimba Etapa III. Primer Conduccional Ppal. Aux. San Pedro del 1-167 700 al 1-25+103 y Zona de Riego 1534-51 No.		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL PERSON	
SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE GRANDE IRRIGACION						136 75	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
CLASIFICACION	ENUNCIADO						
2.3.1.2.b.	Excavación a mano, (afines) en cualquier material excepto roca para alojar las estructuras.	M ³	4,049.0				
2.3.1.3.	Relleno sin compactar de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M ³	002.0				
2.3.1.5.	Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M ³	2,410.0				
2.3.1.9.	Relleno de grava, ó grava y arena, inclusive drenes, lloraderos y filtros.	M ³	2515				
2.3.2.	Fabricación y colocación de materiales manufacturados para estructuras.						
2.3.2.1.	Zapado saco.	M ³	192.0				
2.3.2.3.a.	Fabricación y colocación de concreto común incluyendo suministro y acarreo del cemento. (Consumo de cemento 265 Kg/m ³)	M ³	2,502.0				
2.3.2.3.b.	Obtención carga y descarga de agregados pétreos para la fabricación de concreto.	M ³	3,045.0				
2.3.2.3.b.1.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.3.2.3.b.	M ³	3,045.0				
2.3.2.3.c.	Obtención, carga y descarga de agua para la fabricación del concreto.	M ³	399.0				
2.3.2.3.c.1.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 2.3.2.3.c.	M ³	399.0				
2.3.2.3.d.	Subacarreo de agregados pétreos para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero long. Promedio 10 Kms.	M ³ -Km.	25,260.0				
2.3.2.3.e.	Subacarreo de agua para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (long. promedio 8 Kms.).	M ³ -Km.	2,786.0				
2.3.2.5.a.	Suministro y colocación de fierro de refuerzo para concreto.	Kg.	112,559.0				
2.3.3.	<u>ACERO ESTRUCTURAL</u>						
2.3.3.1.	Suministro y colocación de acero estructural.	Kg.	50.0				
2.3.4.	<u>COMPUERTAS Y MECANISMOS</u>						
2.3.4.1.	Suministro y colocación de compuertas metálicas.	Kil. P.	12,106.0				
2.3.4.2.	Suministro y colocación de compuertas para tubo de 60 cm. diámetro.	Pza.	15.0				
2.3.4.3.	Suministro y colocación de compuertas deslizantes.	Kil.	2,500.0				
2.3.5.	<u>CONCEPTOS PUNTO 04</u>						

S. A. R. H.
SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
DE GRANDE IRRIGACION

Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego 05
Cd. Delicias, Chih., Unidad Bachimba Etapa III. Pri
mer Conc. Canal Ppal. Aux. San Pedro del R-10+200
al K-25+100 y Zona de Riego I 534,61 ha.

NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE

NÚMERO Y FIRMA DEL POSTOR
137 76

CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
CLASIFICACION	ENUNCIADO					
2.3.5.1.	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor.	M ²	154.0			
2.3.5.2.	Suministro y colocación de sellos de hula de tres bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado.	M	837.0			
2.3.5.3.	Suministro y colocación de barandales de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cms (2") de diámetro nominal.	Kg	1,250.0			
2.3.5.4.	Suministro y colocación de escalones de varilla corrugada de 1.91 cms (3/4") de diámetro.	Pza.	198.0			
2.3.5.5.	Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 6.35 cms. (2 1/2") de diámetro nominal para floraderos.	Pza.	67.0			
2.3.6.1.a.	Suministro e instalación de tubería de concreto para tubo de 61 cms. de diámetro.	M	162.0			
2.3.7.1.a.	Demoliciones de estructuras de concreto.	M ³	3.0			

S. A. R. H. SUBDIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE GRANDE IRRIGACION		Proyecto de Aplicación del Distrito de Riego 05 Cd. Delicias, Chih., Unidad Riego 5 Etapa III - 1er. Conc., Canal Ppal Aux. San Pedro del K - 16+700 a) K-25+700 y Zona de Riego 1 531.516a		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL PODER	
CONCEPTO						138 77	
CLASIFICACION	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LEFRA)	PRECIO UNITARIO (P)	IMPORTE (P)	
2.4.	SIFONES Y CONTACTOS CUBIERTOS.						
2.4.1.1.	Desmante, deshierba y limpia del terreno para propósitos de construcción	Ha.	0.5				
2.4.1.2.	Excavación en cualquier material para alojar los sifones y conductos cubiertos.	M ³	1,760.0				
2.4.1.6.	Relleno compactado de cualquier material excepto roca, proveniente de bancos de préstamo.	M ³	680.0				
2.4.2.3.1.a.	Fabricación y colocación de concreto común en las transiciones, incluyendo suministro y acarreo de cemento (consumo de cemento 265 Kg/M ³).	M ³	27.2				
2.4.2.3.1.b.	Obtención, carga y descarga de agregados pétreos para la fabricación de concreto.	M ³	33.2				
2.4.2.3.1.c.	Obtención, carga y descarga de agua para la fabricación de concreto.	M ³	4.4				
2.4.2.3.1.d.	Obtención, carga y descarga de agua para la fabricación de concreto.	M ³	4.4				
2.4.2.3.1.e.	Sobreacarreo de agregados pétreos para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (Long. promedio 29 Km).	M ³ -Km	930.0				
2.4.2.3.1.f.	Sobreacarreo de agua para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (Long. promedio 8 Kms).	M ³ -Km	30.8				
2.4.2.3.2.a.	Fabricación y colocación de concreto común en el barril, incluyendo suministro y acarreo del cemento (consumo de cemento 290 Kg/M ³).	M ³	39.2				
2.4.2.3.2.b.	Obtención, carga y descarga de agregados pétreos para la fabricación de concreto.	M ³	47.5				
2.4.2.3.2.c.	Obtención, carga y descarga de agua para la fabricación de concreto.	M ³	47.8				
2.4.2.3.2.d.	Obtención, carga y descarga de agua para la fabricación de concreto.	M ³	6.3				
2.4.2.3.2.e.	Sobreacarreo de agregados pétreos para la fabricación de concreto en el kilómetro subsiguiente al primero (Long. Prom. 29 Km).	M ³ -Km	1,375.1				
2.4.2.3.2.f.	Sobreacarreo de agua para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (Long. promedio 8 Kms).	M ³ -Km	1,322.2				

S. A. R. H.		Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego C. Cd. Delicias, Chih., Unidad Bachimba Etapa III - 1er. Conc. Canal. Pal. Aux. San Pedro del - - X-16+200 al X-25+300 y Zonas de Riego 1 534.41		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
SUBMISIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE GRANDE IRRIGACIÓN						139 78	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
CLASIFICACION	DESCRIPCION						
2.4.2.4.a	Fabricación y colocación de concreto ciclópico incluyendo suministro y acarreo del cemento (consumo de cemento 335 Kg/ m ³).	M ³	105.0				
2.4.2.4.b.	Obtención, carga y descarga de agregados pétreos para la fabricación de concreto.	M ³	125.0				
2.4.2.4.b.1	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto: 2.4.2.4.b.	M ³	125.0				
2.4.2.4.c.	Obtención, carga y descarga de agua para la fabricación de concreto.	M ³	16.8				
2.4.2.4.c.1	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto: 2.4.2.4.c.	M ³	16.8				
2.4.2.4.d.	Sobrecarreo de agregados pétreos para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero. (long. promedio 31 Km.)	M ³ -Km	3,750.0				
2.4.2.4.e	Sobrecarreo de agua para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (long. promedio 9 Km.)	M ³ -Km	117.6				
2.4.2.5.a.	Suministro y colocación de Hierro de refuerzo para concreto.	Kg.	4,800.0				
2.4.4.1.	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2(dos) centímetros de espesor.	M ²	12.0				
2.4.4.2.	Suministro y colocación de sello de hule de 3 bollos ó de cloruro de polivinilo corrugado.	M	55.0				
7.3.	Maquinaria y equipo						
7.3.1.	Equipo de bombeo para desagüe en general.						
7.3.1.1.	Bomba de 50.8 mm (2") de diámetro	H.e.	50				
7.3.1.2.	Bomba de 76.2 mm (3") de diámetro	H.e.	10				
7.3.1.3.	Bomba de 102 mm (4") de diámetro	H.e.	20				
7.3.1.4.	Bomba de 152 mm (6") de diámetro	H.e.	-				

S. A. R. H.

Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego
05. Cd. Delicias, Chih., Unidad Bachimba Etapa
III Primer Concurso. Canal Ppal. Aná. San Pedro
del Km-16+200 al Km-20+00 y zona de Riego 1534.

NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE

7 de 11

NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR

140 79

CONCEPTO

CLASIFICACION	ENUNCIADO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
3.	Zona de Riego.					
3.1.	TERRACERIAS PARA CANALES.					
3.1.1.	DESMONTE.					
3.1.1.1.	Desmonte, desarenado, desyerbe y limpieza de terreno para propósitos de construcción	M ²	29.1			
3.1.1.2.a.	Despalme de la zona de construcción y en los préstamos laterales.	M ³	20,925.0			
3.1.1.3.a.	Esparejamiento con el producto del despalme	M ³	16,740.0			
3.1.2.	Excavaciones.					
3.1.2.1.a.	Excavación en cualquier material excepto roca, en el terreno natural para formar la cubeta del canal.	M ³	14,506.4			
3.1.2.1.1.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 3.1.2.1.a.	M ³	2,901.0			
3.1.2.2.a.	Excavación en cualquier material excepto roca en tajos.	M ³	32,023.0			
3.1.2.2.1.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 3.1.2.2.a.	M ³	6,405.0			
3.1.2.2.1.a.	Excavación en material indeseable en taludes y plantilla del canal.	M ³	1,846.0			
3.1.2.3.a.	Excavación en cualquier material excepto roca para formación de contracunetas.	M ³	4,395.0			
3.1.3.	CONSTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPLENES.					
3.1.3.2.	Terraplén para bordos y caminos formados con material obtenido de préstamo con acarreo.					
3.1.3.2.1.	No mayor de 50 metros.	M ³	4,530.0			

S. A. R. H.		Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego US Cd. Delicias, Chih; Unidad Bachimba Etapa III - Primer Concurso, Canal Ppal. Av. San Pedro del Km-16+200 al Km- 25+300 y Zonas de Riego 1534.4		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE GRANDE IRRIGACION						141 80	
C O N C E P T O							
CLASIFICACION	ENUNCIADO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
3.1.3.2.3	Mayor de 100 y hasta 500 metros	M ³					
3.1.3.2.4	Mayor de 500 y hasta 7000 metros.	M ³	13,303.8				
3.1.3.2.5	e. Relleno de material inerte en los espacios que se requieran motivados por las excavaciones adicionales de materiales indecibles, según concepto 3.1.2.2.1.a.	M ³	1,846.0				
3.1.3.3.	Compensación adicional por compactación en los terraplenes construidos según los conceptos 3.1.2.1.a., 3.1.2.2.a., 3.1.3.2.1., 3.1.3.2.3. y 3.1.3.2.4.	M ³	25,174.0				
3.1.3.3.a	Compactación del terreno natural para desplantes de bordos y terraplenes.	M ²	108,525.0				
3.1.4.	SOBRECARRERO DE TERRACERIAS PARA CANALES.						
3.1.4.1.a	Acarreo de los materiales producto de la excavación para el concepto 3.1.2.1.f.a. y 3.1.2.2.1.f.a. en los kilómetros subsiguientes al primero.	M ³ -Km	18,612.0				
3.1.4.2.	Acarreo de los materiales producto de las excavaciones para el concepto 3.1.3.2.4. en los kilómetros subsiguientes al primero.	M ³ -Km	42,912.0				
3.2.	TERRACERIAS PARA DREÑES.						
3.2.1.f.	Desmonte, deshierba, desyerbe y limpie del terreno para propósitos de construcción.	Ha.	29.7				
3.2.2.	EXCAVACIONES.						
3.2.2.1.a	Excavación para drenes en cualquier material, excepto roca.	M ³	222,760.0				
3.3.	REVESTIMIENTOS.						
3.3.1.f.	Revestimiento de concreto.						
3.3.1.1.a	Fabricación y colocación de concreto para revestimiento del canal con 5 cms. de espesor incluyendo suministro y acarreo del cemento (consumo de cemento 235 Kg/m ³)	M ³	1,519.1				
3.3.1.1.b.	Obtención, carga y descarga de agregados pétreos para la fabricación de concreto.	M ³	2,219.0				
3.3.1.1.b.1	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 3.3.1.1.b.	M ³	2,219.0				
3.3.1.1.c.	Obtención, carga y descarga de agua para la fabricación de concreto.	M ³	140.0				
3.3.1.1.c.1	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto 3.3.1.1.c.	M ³	140.0				
3.3.1.1.d.	Sobrecarreo de agregados pétreos para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (longitud promedio 20.7 ms).	M ³ -Km	62,132.0				
3.3.1.1.e.	Sobrecarreo de agua para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (longitud promedio 20.7 ms).	M ³ -Km	2,370.0				

S. A. R. H.
SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
DE GRANDE IRRIGACION

Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego 03.
 Cd. Delicias, Chih., Unidad Ruchimba Etapa III -
 Primer Concurso, Canal Ppal. Aux. San Pedro del
 Km-16+200 al Km-25+300 y Zonas de Riego 1534-51H.

NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE

NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR
142 81

C O N C E P T O		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
CLASIFICACION	ENUNCIADO					
3.3.3.5.a.	Suministro y colocación de sellos juntas de contracción en los revestimientos del concreto hidráulico del canal.	M	14,218.0			
3.4.	ESTRUCTURAS EN GENERAL.					
3.4.1.	Terracerías para estructuras.					
3.4.1.2.a.	Excavación en cualquier material excepto roca para alojar las estructuras.	M ³	10,457.0			
3.4.1.3.	Relleno sin compactar, en cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M ³	850.2			
3.4.1.5.	Relleno compactado de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M ³	1,275.4			
3.4.1.9.	Relleno de grava o grava arena, inclusive drenes, floraderos y filtros.	M ³	294.0			
3.4.2.	Fabricación y colocación de materiales - manufacturados para estructuras.					
3.4.2.3.a.	Fabricación y colocación de concreto común incluyendo suministro y acarreo del cemento (consumo de cemento 265 - kg/m ³).	M ³	4,666.0			
3.4.2.3.b.	Obtención, carga y descarga de agregados pétreos para la fabricación de concreto.	M ³	5,678.5			
3.4.2.3.b.1.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto: 3.4.2.3.b.	M ³	5,678.5			
3.4.2.3.c.	Obtención, carga y descarga de agua para la fabricación de concreto.	M ³	742.0			
3.4.2.3.c.1.	Acarreo en el primer kilómetro correspondiente al concepto: 3.4.2.3.c.	M ³	742.0			
3.4.2.3.d.	Sobreacarreo de agregados pétreos para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero. (long. promedio 29 Kms).	M ³ -Km	15,995.0			
3.4.2.3.e.	Sobreacarreo de agua para la fabricación de concreto en los kilómetros subsiguientes al primero (long. promedio 8 Kms).	M ³ -Km	5,194.0			

S. A. R. H.

Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego
Cd. Delicias, Chih., Unidad Bachimba Etapa III
Primer Concurso, Canal Ppal. Au., San Pedro del
k-10+200 al k-25+300 y Zonas de Riego 1534.51M.

10 de 11

SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
DE GRANDE IRRIGACION

NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE

NOMBRE Y FIRMA DEL PRETOR

143 82

CONCEPTO

CLASIFICACION	ENUNCIADO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
3.4.2.5.a	Suministro y colocación de fierro de - refuerzo.	Kg	319,042.0			
3.4.4.	<u>Compuertas.</u>					
3.4.4.1.	<u>Suministro e instalación de compuertas tipo "miller".</u>					
3.4.4.1.3	Para tubo de 61 cms. de diámetro	Pza.	35.0			
3.4.4.3.	Suministro e instalación de compuertas deslizantes.	Kg	3,360.0			
3.4.5.	<u>Tuberías de concreto</u>					
3.4.5.1.	<u>Suministro e instalación de tuberías de Concreto.</u>					
3.4.5.1.3	Tubo de 61 cms. de diámetro	M	462.0			
3.4.8.	<u>Conceptos Diversos.</u>					
3.4.8.1.	Suministro y colocación de junta asfál- tica de dos (2) cms. de espesor.	M ²	249.0			
3.4.8.2.	Suministro y colocación de sello de hule de tres hulsas de gliceruro de polivinilo - corrugado.	M	2,137.0			
3.4.8.3.	Suministro y colocación de barandales de tubo de Fierro galvanizado de 5.08 cms. - (2") de diámetro nominal.	Kg				
3.4.8.5.	Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 6.35 cms. (2 1/2") de diámetro nominal para lloraderos.	Pza.	1,224.0			
3.4.8.6.	Suministro y colocación de tubo de asbesto cemento para desagües de los puntas y las estructuras afonaduras.	M	50.0			
3.6.	<u>Casas para canales.</u>					
3.6.1.	Construcción de casas para canales (incluye bunda fosa séptica y bomba).	M ²	95.50			

S. A. R. H.
 SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
 DE BARRIO IRRIGACION

Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego
 05, Cd. Delicias, Chih., Unidad Bachiaba Etapa
 III. Primer Concurso, Canal Ppal. Aux. San Pedro
 del K-16+200 al K-25+300 y Zonas de Riego 1514

NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE
 HHa.

NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR
 144 83

CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
CLASIFICACION	DESCRIPCION					
5.2.1.	<u>REVESTIMIENTO</u>					
5.2.1.1.a.	Revestimiento de caminos	M ³	12,497.2			
5.2.1.1.b.	Acarreo en el primer kilómetro correspon- diente al concepto 5.2.1.1.a.	M ³	12,497.2			
5.2.2.	<u>SOBREACARRO DE TERRACERIAS</u>					
5.2.2.1.	Sobreacarreo de materiales para reves - timiento de caminos de distancias mayores de un kilómetro.	M ³ -Km.	137,467.0			



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

**V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO**

CUANTO, CUANDO Y COMO REGAR

**ING. OSCAR PLAISANT WONG
ING. RODOLFO ORTEGA A.**

AGOSTO-SEPTIEMBRE, 1982

Revista

01

34

INGENIERIA HIDRAULICA

en México.

CUANTO, CUANDO Y COMO REGAR

Por el Ing.

ENRIQUE PALACIOS VELEZ

MEXICO, D. F.

1966

Cuánto, cuándo y cómo regar

Por el Ing. Enrique PALACIOS VELEZ

INTRODUCCION

Durante muchos años se ha venido regando en forma empírica en la mayoría de nuestras zonas de riego; el agricultor proporciona las láminas de agua según su costumbre y criterio, con la tendencia a dar un máximo de riegos, basada en la creencia de que en esa forma obtendrá mayores rendimientos unitarios.

Las consecuencias de este modo de regar, son desperdicios de agua debidos a sobre-riego, cuyos efectos perjudiciales son varios; sin embargo debido a su importancia en la economía nacional, debemos señalar dos:

1º Disminución de la superficie total bajo riego, ya que el agua desperdiciada generalmente va a los drenes sin posibilidad de volver a aprovecharla.

2º La salinización progresiva de los suelos.

Es indudable que existen otras también de importancia como son la erosión, modificación de la reacción (pH), solubilización de los elementos nutritivos, etc.

De lo anterior podemos deducir que el sobre-riego que produce a dar láminas mayores que las necesarias a intervalos inadecuados, tiene consecuencias funestas para los suelos, por tanto hay que evitarlo por medio del uso racional del agua de riego.

Con base en estudios realizados sobre las relaciones Agua-Suelo-Planta por diferentes investigadores, se han podido obtener fórmulas racionales para el cálculo de las láminas por aplicarse en cada riego y se han desarrollado métodos para determinar sus intervalos, a veces utilizando aparatos medidores de humedad, otras obteniendo por fórmulas u otros procedimientos. el uso consuntivo de los cultivos; además como es difícil aplicar las láminas calculadas sin desperdicios, otros investi-

gadores han tratado de encontrar sistemas de diseño de métodos de riego eficientes, para reducir las pérdidas debidas a percolación y escurrimiento superficial del agua.

El presente trabajo se concreta a resumir los resultados de estos estudios, con algunas explicaciones sencillas sobre su aplicación práctica.

CAPÍTULO I

CALCULO DE LAS LAMINAS DE RIEGO

Algunas características físicas de los suelos

Con objeto de lograr una mejor comprensión de la relación Agua-Suelo, a continuación daremos definiciones sobre algunos términos relacionados con las características físicas de los suelos y en su caso, las fórmulas para expresarlas.

TEXTURA.—La textura es la relación entre los diferentes tamaños de partículas que componen un suelo determinado; para expresarla se puede utilizar la clasificación del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, según el triángulo de textura anexo, en el que se toman en consideración los porcentajes de arcillas, limos y arenas.

Existen varias maneras de estimar y determinar la textura, las más comunes son las siguientes:

Estimación de la textura al tacto. Por este procedimiento se pueden estimar rápidamente en el campo la textura de un suelo; mayor aproximación se logra desde luego cuando se tiene experiencia al respecto. El procedimiento conocido es humedecer una pequeña cantidad de suelo y amasarlo con los dedos estimando al tacto y en forma cualitativa la textura.

Para determinar la textura se utilizan 2 procedimientos, que son:

El método de la Pipeta o Internacional y el del Hidrómetro de Bouyoucos, ambos basados en la

ley a que obedece la velocidad de caída de una esfera dentro de un fluido, en función de las características de éste, llamada Ley de Stokes.

Estos procedimientos son cualitativos y cuantitativos, por lo que se usan para determinaciones más exactas.

Respecto a los métodos anteriores existe una gran cantidad de literatura en la que se describen ampliamente.

ESTRUCTURA.—La estructura de un suelo se expresa por la forma de agruparse de sus partículas, ejemplo:

Estructura granular, cuando se agrupan formando gránulos; estructura columnar, cuando tiende a la formación de columnas; además es posible encontrar suelos amorfos, es decir sin ninguna estructura, como por ejemplo en los suelos coloidales defloculados.

EL COLOR DE LOS SUELOS.—El color de los suelos se determina en una suspensión en agua por comparación con una escala de colores, indicando primero el color predominante y en seguida el tono o matiz de otro color, ejemplo: café grisáceo.

Esta característica física es importante, debido a que con base en el color de un suelo, es fácil hacer indicaciones a los agricultores relativas a todas las demás características.

DENSIDAD REAL DE UN SUELO.—La densidad real de un suelo, es la relación que existe entre el volumen real o sea el volumen de sus partículas y su peso en seco.

Si se considera que:

D_r = Densidad real.

P_{SS} = Peso del suelo seco.

V_p = Volumen de las partículas

$$\text{Entonces: } D_r = \frac{P_{SS}}{V_p}$$

DENSIDAD APARENTE.—Se llama densidad aparente de un suelo a la relación que existe entre el peso del suelo seco y el volumen total (incluyendo poros).

Por tanto si:

D_a = Densidad aparente

V_t = Volumen total

$$\text{Por lo que: } D_a = \frac{P_{SS}}{V_t}$$

La densidad real se determina principalmente por el método del piónómetro.

Como valor más frecuente de la densidad real de los suelos se estima el de 2.65; sin embargo, en función de sus componentes principales, puede variar entre 1.5 en los suelos orgánicos a 5 en los que tienen una dominancia de Magnetita o Hematita (compuestos ferrosos).

En los suelos con abundancia de materia orgánica y en los tepalates es difícil determinar el valor de la densidad real.

Para los cálculos se utilizará el valor medio más frecuente de 2.65.

Para determinar la densidad aparente existen varios métodos, unos sobre muestras alteradas y otros sobre muestras inalteradas.

Mencionaremos los nombres de algunos pero sólo nos referiremos a los más simples.

Tenemos el método de la parafina (envolviendo un terrón en parafina) el de barrenas de volumen conocido (ejemplo barrena Veihmayer); utilizando la barrena de Uhländ (muestra inalterada) y los procedimientos más sencillos utilizando una hoja de plástico y agua o arena.

Por ser bastante simple se describe este último procedimiento a continuación:

En el terreno se hace un hoyo aproximadamente de $20 \times 20 \times 15$ cm. guardando la tierra que se extrae en un recipiente con tapa para evitar pérdidas de humedad, luego se cubre el hoyo con una hoja de plástico (ejemplo polietileno), procurando que éste adquiera las irregularidades de la cavidad, agregándose después agua con una probeta graduada o algún otro recipiente para medirla, hasta llenar el hoyo, determinando en esta forma el volumen ocupado por la tierra desalojada. La tierra se pesa determinando su contenido de humedad y reduciendo el peso obtenido a peso del suelo seco en función de su porcentaje de humedad; en esta forma conociendo el volumen y el peso seco se puede determinar fácilmente la densidad aparente.

Los valores de la densidad aparente varían en función de las características de los suelos, principalmente con su textura y su contenido de materia orgánica; sin embargo como valores medios tenemos:

Arenas	1.6
Francoes	1.3
Arcillas	1.0
Suelos orgánicos — menos de	1.0

POROSIDAD.—Se define como porosidad al porcentaje del volumen total del suelo ocupado por poros; por tanto la porosidad se expresa en porcentaje.

Si consideramos que:

P_r = Porosidad; entonces:

$$P_r = \frac{\text{Volumen de poros}}{V_t} \times 100 \quad (1)$$

Como se acaba de ver:

$$D_a = \frac{PSS}{V_t} \quad \text{y} \quad D_r = \frac{PSS}{V_p}$$

Es obvio que:

$$D_r = \frac{PSS}{V_t - \text{Vol. poros}}$$

despejando volumen de poros de esta ecuación se tiene.

$$\text{Vol. poros} = V_t - \frac{PSS}{D_r}$$

Sustituyendo en (1)

$$P_r = \frac{V_t - \frac{PSS}{D_r}}{V_t} \times 100$$

$$P_r = \left(1 - \frac{D_a}{D_r}\right) \times 100$$

o bien

$$P_r = \frac{D_r - D_a}{D_r} \times 100$$

Los valores de la porosidad fluctúan entre un 30% en arenas a un 65% en arcillas, los francoes tienen alrededor de un 50%. Sin embargo no puede indicar las condiciones de permeabilidad y aereación de un suelo determinado, el simple valor de la porosidad, por lo que se hace necesario también determinar otra propiedad física relacionada con la porosidad y que es la distribución de poros por tamaño.

Distribución de poros por tamaño. En función del tamaño de los poros se divide la porosidad en capilar y no capilar.

Se llama porosidad capilar al volumen de poros expresados en porciento, que retiene en tensión una columna de agua de 60 cm. en 60 segundos.

Por tanto se tiene que:

Porosidad = Poros capilares + Poros no capilares.

Para que exista una aereación suficiente para que las plantas puedan desarrollarse en un suelo, la porosidad no capilar debe ser mayor del 10%.

Para tener una idea de los valores de la distribución de poros por tamaño, puede decirse que en arcillas defloculadas se puede tener para una porosidad del 50% un 47% de poros capilares por un 3% de poros no capilares; en cambio en las arenas siempre se tienen valores muy altos para la porosidad no capilar.

SUPERFICIE ESPECIFICA.—La superficie específica de un suelo es la superficie de las partículas por unidad de volumen.

Se pueden considerar 2 superficies en un suelo, la externa y la interna; considerándose como superficie interna la que existe entre las capas de las micelas coloidales; por lo que suelos con una superficie externa similar pueden tener diferente superficie interna si su composición arcillosa es diferente, ejemplo: entre un suelo con dominancia de caolín y otro con dominancia de arcillas de tipo montmorillonitas. Como consecuencia su capacidad de absorción de agua varía.

Para poder entender las relaciones Agua-Suelo, se necesita también recordar algunas propiedades físicas del agua.

TENSION SUPERFICIAL.—Se puede definir como tensión superficial a una fuerza de cohesión que existe entre las moléculas de un líquido. Como en la capa molecular de la superficie de un líquido no existe otra que contrarreste las atracciones de las moléculas del interior, existirá una fuerza resultante hacia la masa del líquido.

Debido a la tensión superficial se produce el fenómeno de la capilaridad, por el cual un líquido puede subir (o bajar) por un tubo de diámetro muy pequeño.

Si en la figura N° 1 se considera el peso de la columna del líquido como F_1 , existirá otra fuerza F_2 igual y en sentido contrario que sostendrá dicha columna, esta fuerza se debe a la tensión superficial.

Por tanto si llamamos:

F_1 = Peso de la columna.

F_2 = Fuerza equilibrio.

T = Tensión superficial.

r = Radio del tubo.

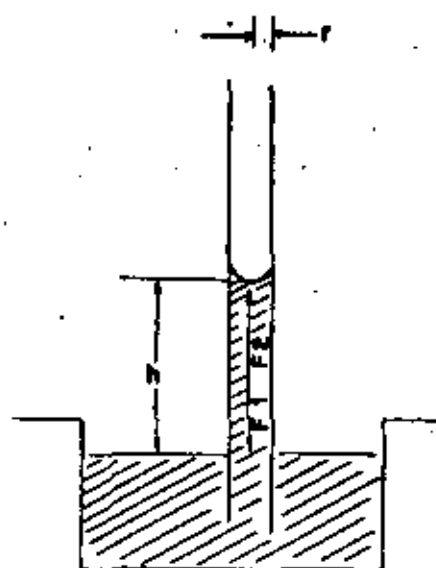


Fig. N.º 1

γ = Peso específico del líquido.

h = Altura de la columna.

Como el sistema está en equilibrio se tiene que:

$$F_1 = F_2, \text{ pero:}$$

$$F_1 = \gamma \pi r^2 h$$

$$F_2 = 2\pi r T; \text{ igualando:}$$

$$\gamma \pi r^2 h = 2\pi r T \dots h = \frac{2T}{r\gamma}$$

Valor de la altura de la columna que como se ve es inversamente proporcional al radio del tubo.

El valor de la tensión superficial en el agua pura es de 75 dinas/cm.

VISCOSIDAD.—La viscosidad en un líquido es la resistencia producida por fricción entre sus moléculas y que dificultan su deslizamiento. La viscosidad es inversamente proporcional a la temperatura de un líquido; la salinidad también influye en la variación de la viscosidad; generalmente se le representa por la letra griega μ .

PRESION DE VAPOR A SATURACION. Cuando se establece un estado de equilibrio dinámico entre el número de moléculas de un líquido que se vaporizan y las que se condensan, se dice que hay saturación y existe una presión de vapor que depende fundamentalmente para cada líquido, de la temperatura a que éste se encuentre.

En los suelos la presión de vapor es entre un 98.2 y 99.8% de la saturación, es decir su humedad relativa está cercana al 100%.

$$\text{Humedad relativa} = \frac{\text{Humedad actual}}{\text{Humedad a saturación}} \times 100$$

PRESION OSMOTICA.—La presión Osmótica puede definirse como una deficiencia de presión; según Van't Hoff (1885) "La presión Osmótica de una solución es igual a la presión que ejercería el soluto si se suprimiera todo el solvente y quedaría la substancia disuelta en el espacio actuando como un gas ideal".

SISTEMA AGUA-SUELO

Contenido de humedad. El suelo entre sus partículas constituyentes tiene un gran número de poros de muy diferentes diámetros; éstos generalmente están llenos de aire cuando el suelo está seco, pero al irse humedeciendo, el aire es desalojado y el agua va ocupando su lugar, hasta que llega el momento en que todos los poros están llenos de agua y ésta escurre libremente entre ellos debido a la acción de la gravedad o bien de otras fuerzas al formarse un gradiente de energía; en ese momento se dice que el suelo está saturado. Entre un suelo saturado y un suelo seco, existe una variación muy considerable en su contenido de humedad; este contenido se expresa generalmente en porcentaje respecto al peso del suelo seco; es decir, la relación de peso de agua contenida a peso del suelo seco multiplicada esta relación por cien.

Con objeto de tener siempre un patrón constante, se dice que un suelo está seco, cuando se ha secado en una estufa, a una temperatura de 110°C hasta obtener un peso constante.

Para facilitar los desarrollos matemáticos se puede por medio de fórmulas expresar el contenido de humedad; por tanto:

PSS = Peso del suelo seco.

PSH = Peso del suelo húmedo.

P_a = Peso del agua contenida.

P_s = Porcentaje de humedad respecto al peso del suelo seco.

$$P_s = \frac{PSH - PSS}{PSS} \times 100 = \frac{P_a}{PSS} \times 100 \quad (1)$$

También se puede expresar el contenido de agua en el suelo en forma de volumen de agua respecto al volumen total de suelo.

Por tanto:

$$\% \text{ en volumen} = \frac{\text{Volumen de agua}}{\text{Volumen total del suelo}} \times 100$$

El volumen total del suelo es su volumen aparente e incluye los poros. También la fórmula anterior se puede expresar literalmente, luego si:

P_v = Por ciento en volumen.

V_a = Volumen de agua.

V_t = Volumen total del suelo.

Entonces:

$$P_v = \frac{V_a}{V_t} \times 100 \quad (2)$$

Debido a que la unidad de volumen de agua pesa la unidad de peso, es válida la siguiente igualdad:

$$V_a = P_a$$

Por tanto si de (1) se despeja P_a y se substituye en (2) se tiene:

$$P_a = \frac{PSS \times P_s}{100} = V_a$$

$$P_v = \frac{P_s \times PSS \times 100}{V_t \times 100} \quad (3)$$

En (3) se pueden hacer algunas simplificaciones.

En la primera parte de estas notas se vio que la densidad aparente es igual a la relación entre el peso del suelo seco y el volumen total de dicho suelo; luego:

$$\text{si } D_a = \frac{PSS}{V_t}$$

substituyendo en (3) y simplificando:

$$P_v = P_s \times D_a$$

Como puede verse, el contenido de agua de un suelo expresado en porciento de volumen respecto al volumen total del suelo, es igual al producto del

porcentaje de humedad respecto al peso del suelo seco por su densidad aparente.

Si se considera un volumen unitario de suelo que sea el producto de un metro cuadrado de superficie por un metro de profundidad, el porcentaje de agua será una lámina en centímetros igual a dicho porcentaje (véase el dibujo).

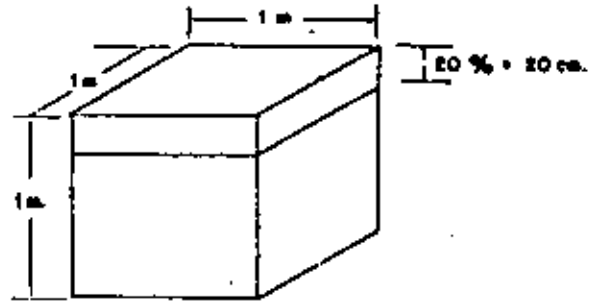


Fig. N.º 2

Para conocer la lámina a una profundidad diferente de la unidad, bastará con multiplicar el producto obtenido por la profundidad deseada expresada en metros (se supone que trabajamos con el sistema métrico); luego:

$$P_v = L = P_s \times D_a \times \text{Profundidad.}$$

La profundidad que interesa es fundamentalmente hasta donde llegan las raíces de las plantas, si se humedece más allá se estará desperdiciando más agua, por tanto:

si P_r = Profundidad radicular.

$$L = P_s \times D_a \times P_r$$

L = Lámina de agua en cm.

D_a = Densidad aparente, adimensional.

La lámina de agua necesaria para humedecer un suelo en un porcentaje cualquiera P_a hasta una profundidad dada P_r será igual al producto de dicho porcentaje por la profundidad y por la densidad aparente del suelo que se pretende humedecer.

Ahora se presenta el problema de conocer hasta qué porcentaje humedecer el suelo. Desde luego que este porcentaje dependerá de la humedad aprovechable por la planta.

La humedad aprovechable depende a su vez de los valores del P_s en condiciones de capacidad de campo y de porcentaje de marchitamiento permanente.

La capacidad de campo. Es el contenido de humedad de un suelo expresado en porcentaje (P_s), después de un riego pasado, una vez que se ha eliminado el exceso de agua por acción de la fuerza de gravedad. Esta condición se obtiene entre los 2 y 5 días después del riego y es una constante característica para cada suelo y depende fundamentalmente de la textura, estructura y grado de compactación; más adelante se verá con más detalle esta constante.

Por definición, el porcentaje de marchitamiento permanente, es el contenido de humedad de un suelo en que se marchitan permanentemente plantas indicadoras de girasol con cuatro hojas, a menos que se les agregue agua.

A pesar de que en su definición se refiere a las plantas indicadoras de girasol, el valor de esta constante de humedad del suelo no depende del cultivo como lo han demostrado experimentos efectuados por los doctores Veihmayer y Hendrickson y varía fundamentalmente con la textura, sin embargo como lo hemos indicado antes, se verán con más detalle estas constantes más adelante, agregando además los procedimientos más expeditos para determinarlas o estimarlas.

La humedad aprovechable por las plantas es la diferencia entre la capacidad de campo y el porcentaje de marchitamiento permanente, es decir, a capacidad de campo la humedad aprovechable es de 100% y a punto de marchitamiento será 0%.

Por tanto, la lámina máxima que podemos aplicar para humedecer un suelo a una profundidad P_r sin desperdiciar agua será:

$$L = (P_{s_{cc}} - P_{s_{pm}}) \times D_a \times P_r$$

En donde $P_{s_{cc}}$ = Porcentaje de humedad a capacidad de campo y $P_{s_{pm}}$ = Porcentaje de marchitamiento permanente; desde luego que hacemos la consideración de que la humedad se ha dejado bajar hasta el PMP.

Al llegar a este punto vale la pena detenerse, pues surge la pregunta ¿por qué la humedad aprovechable depende de la capacidad de campo y del porcentaje de marchitamiento permanente y a qué se debe que se marchite la planta al llegar a éste la humedad del suelo?

Para contestar esta pregunta se necesita información sobre la energía de la humedad del suelo o sea el potencial de humedad.

ESFUERZO DE HUMEDAD DEL SUELO

Como ya se ha dicho, conforme se va humedeciendo un suelo seco, el agua va ocupando sus poros hasta que llega a la saturación, que es cuando empieza a escurrir el agua debido a la acción de la gravedad principalmente, pero, una vez escurrido el exceso de agua, es decir, cuando el suelo está a capacidad de campo, entre las partículas del suelo queda retenida agua, debido principalmente a dos fuerzas que son: la tensión superficial, fenómeno físico del que se habló y las fuerzas de adsorción, fenómeno físico de superficie y cuya fuerza es de naturaleza eléctrica, ocurren principalmente en los coloides por presentar gran superficie en un volumen relativamente pequeño. A la suma de estas dos fuerzas se le llama tensión de la humedad del suelo.

Las fuerzas de tensión se oponen a las fuerzas de absorción de las raíces de las plantas; pero éstas a su vez, para tomar el agua del suelo tienen que vencer otra fuerza más, la Presión Osmótica que como ya habíamos dicho es una deficiencia de presión o es una tensión debida a las sales que existen en la solución del suelo; por tanto la raíz, para absorber el agua que existe en el suelo tiene que vencer las fuerzas de tensión y las de ósmosis; a la suma de estas dos fuerzas, se le llama *Esfuerzo de Humedad del Suelo*. El potencial de humedad se define precisamente como el *Esfuerzo de Humedad del Suelo* y se expresa en unidades de presión.

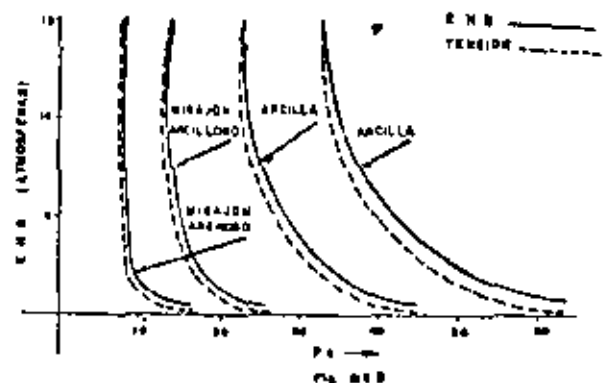
EHS = Esfuerzo de Humedad del Suelo.

T = Tensión del Suelo.

PO = Presión Osmótica.

$EHS = T + PO$

Si en un sistema de ejes coordenados se llevan como ordenadas, valores del EHS y como abscisas a los valores del P_s , se ve que para diferentes texturas de suelos se presentan curvas del tipo que se representa en la figura N° 3.



Si tan sólo se considera la relación tensión — P_s , es decir, sin considerar la presión Osmótica, entonces se tienen curvas como las que se muestran en la figura siguiente, llamadas curvas de retención de humedad.

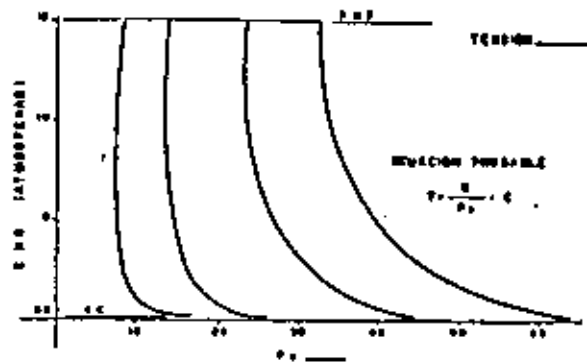


Fig. 4. Curvas de retención de humedad.

Como se puede notar, las curvas son muy parecidas, pues sólo varían las ordenadas.

Se ha observado que las curvas de retención de humedad tienen ciertas características que permiten suponer que son curvas del tipo hiperbólico, si se llevan los valores de la tensión y P_s a un papel logarítmico, se alinean siguiendo aproximadamente una recta, por lo menos entre los valores del PMP y de la C.C., luego la probable ecuación de la línea es:

$$T = \frac{k}{P_s^n} + C$$

T = Tensión del suelo.

P_s = Por ciento de humedad respecto al peso del suelo seco.

n = Exponente que depende de las características físicas del suelo.

k = Constante que también depende de la textura, estructura y compactación del terreno.

C = Esta constante también depende de las características físicas del suelo.

Analizando varias curvas de retención de humedad de suelos cuya textura varía desde el migajón arenoso hasta arcilla, se encontró una ecuación de regresión entre la capacidad del campo y la constante C , cuyo valor obtenido es:

$$C = -0.000014 (cc)^{2.7} + 0.3$$

Con el conocimiento de dos puntos de las curvas es posible despejar los valores de los parámetros n y k . Los puntos que se pueden considerar conocidos, son la CC y el PMP, puesto que para estos valores de porcentaje de humedad, correspondientes a la tensión del suelo, son aproximadamente constantes a 0.3 y 15 atmósferas respectivamente.

Conociendo los parámetros de la ecuación, es posible calcular aproximadamente la tensión del suelo para valores conocidos de porcentajes de humedad.

Para mayor facilidad en el cálculo, la ecuación que relaciona la tensión del suelo con el porcentaje de humedad, se puede expresar en su forma logarítmica y queda:

$$\log (T - C) = \log k - n \log P_s$$

El valor de n se puede indicar:

$$n = \frac{\log (T_{PMP} - C) - \log (T_{CC} - C)}{\log P_{s_{PMP}} - \log P_{s_{CC}}}$$

y para conocer el parámetro k se puede usar el valor de la siguiente ecuación:

$$\log k = \log (T_{PMP} - C) + n \log P_{s_{PMP}}$$

Como se verá más adelante, el valor aproximado del PMP es 0.5 CC; por lo que para conocer en forma aproximada la ecuación de las curvas de retención de humedad conociendo solamente la CC, se puede recurrir a la gráfica Núm. 2, en donde pueden obtenerse los parámetros n , k y C entrando con el argumento capacidad de campo.

Desde luego que el procedimiento descrito es aproximado, sin embargo puede servir para conocer la relación Tensión-Humedad, cuando se carezca de los medios adecuados para el trazo de las curvas.

Para conocer los puntos reales de la curva, se necesita de una máquina especial que consta de una membrana semipermeable (membrana Visking) y una compresora; el principio usado es la aplicación de aire a presión a muestras saturadas de agua; este aire desaloja el agua de los poros, hasta que las fuerzas de retención (tensión capilar y adsorción) son de la misma magnitud que la presión aplicada; (consultar a Richards y Weaver—*Soil Science* 1943 N° 56; *Agronomic Engineering* 28), también de una Olla de Presión con una membrana de cerámica porosa utilizando el mismo principio, pero para bajas presiones (Richard y Weaver—1944 *Journal of Research*), pero por lo general estos instrumentos

sólo se pueden encontrar en un laboratorio muy bien montado. $0.8 \approx 1.0 \times 100 = 80\%$

Una vez determinada la curva de Retención de Humedad, bastará agregar a las ordenadas los valores de la Presión Osmótica que se calculan, según se verá más adelante.

El ψ . En algunas ocasiones se acostumbra expresar el EHS en función del ψ o sea el potencial de fuerza, que es el logaritmo (de base diez) del número de centímetros de una columna de agua equivalente a la presión o tensión del EHS . Sin embargo, existe el inconveniente de que para valores cercanos a la saturación se tienen ψ negativos y si se considera que el valor del EHS es cero, se tendrá un valor absurdo del ψ , por eso se expresan mejor los valores del EHS en atmósferas.

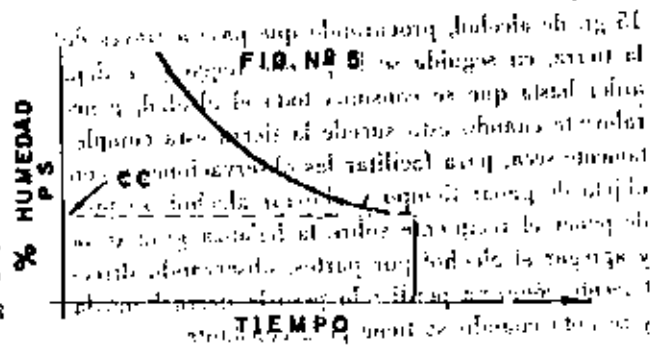
Con estas explicaciones sobre los conceptos de energía de la humedad del suelo ya es posible explicarse a qué se debe el que una planta se marchite cuando el porcentaje de humedad baja hasta el PMP , pues entonces es necesaria una cantidad tal de energía para extraer el agua del suelo, que la planta no puede superar y se provoca el marchitamiento. También es de notarse que en las curvas del PMP (observar las curvas) la energía con que se extrae el agua aumenta rápidamente y como se verá más adelante no es conveniente dejar que un suelo se seque hasta cerca de PMP pues la demanda tan alta de energía perjudica la planta.

Para poder determinar la lámina necesaria para un riego, es indispensable conocer las constantes de humedad del suelo, por regar o sea la CC y el PMP , por lo que a continuación se verán algunos métodos para determinar o estimar estas constantes.

PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR O ESTIMAR LA CAPACIDAD DE CAMPO

1. En el campo se puede determinar la CC , después de un riego, tomando muestras diarias y determinando su P_s hasta que más o menos permanece constante, es decir expresándose en términos matemáticos cuando $\frac{dP_s}{dt} \rightarrow 0$, para lo cual se puede usar un sistema coordinado en el cual se lleven como abscisas al tiempo y como ordenadas los valores del P_s obtenidos, cuando la curva tiende a la horizontal se tendrá el valor del P_s a CC . (Ver Fig. N° 5.)

Para el muestreo se pueden utilizar harreras especiales como la Veilmeyer o la de Uhland; pero



en caso de carecer de éstas, se hacen los muestreos con una harrera de las utilizadas en los estudios agrológicos. Después de tomada la muestra se introduce en un bote con tapa hermética para que no pierda humedad y se lleva al laboratorio en donde se seca en la estufa (después de pesar la muestra húmeda), hasta peso constante para que por diferencia de peso se pueda determinar el contenido de agua y luego el P_s .

Este método tiene el inconveniente de ser lento y caro, además se necesita una estufa adecuada, por lo que se puede recomendar un procedimiento más expedito para determinar rápidamente y en el campo los valores del P_s ; está basado en el método propuesto por Bouyoucos, que consiste en secar la muestra con alcohol.

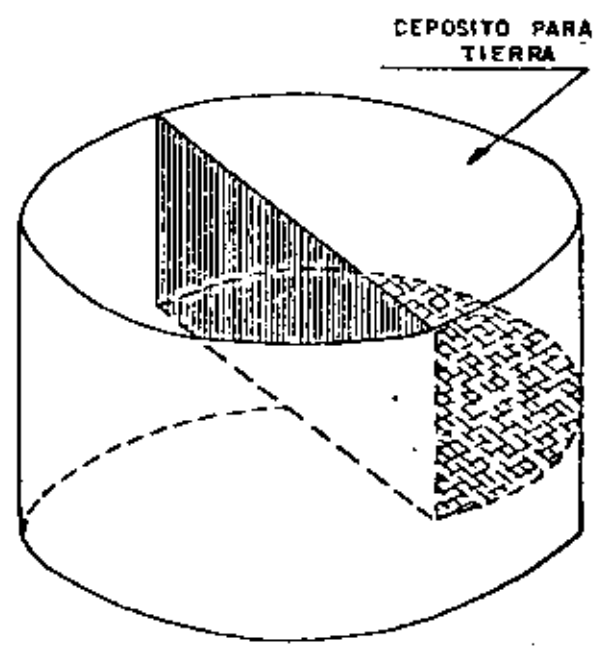


FIG. N° 6

Para esto puede fabricarse un recipiente como el de la figura en el que se pone la tierra sobre la malla de alambre (unos 20 o 30 gr), con un punzón se desbaratan los terrenos procurando extender la tierra lo mejor posible y luego se le agregan unos

15 gr. de alcohol, procurando que pase a través de la tierra, en seguida se le prende fuego y se deja arder hasta que se consuma todo el alcohol, generalmente cuando esto sucede la tierra está completamente seca, para facilitar las observaciones y con objeto de ganar tiempo y ahorrar alcohol, se puede poner el recipiente sobre la balanza granataria y agregar el alcohol por partes, observando directamente cómo va perdiendo peso la tierra húmeda y se nota cuando se tiene peso constante.

Métodos de Laboratorio. El mejor método es el de las columnas de suelo, establecido por Colman y mejorado por otros investigadores. A continuación explicaremos el método mejorado y perfeccionado en la Escuela Nacional de Agricultura.

Las muestras del suelo a las que se va a determinar el valor de la CC, se secan al aire, se tamizan por una malla de 2 mm. y con el suelo tamizado se llenan unos tubos de plástico transparente de 30 cm. de largo por 2.5 cm. de diámetro, para evitar que la muestra salga por un extremo, se le coloca un tapón de papel filtro y malla de alambre. Generalmente estos tubos se colocan en gradillas y pueden trabajarse muchas muestras a la vez.

Con objeto de lograr una compactación similar a la de campo, al llenar el tubo, se tiene cuidado de picar el suelo con un punzón, acomodado y variando pequeñas cantidades de tierra cada vez.

Cuando ya se ha llenado el tubo hasta unos 25 cm., se le agrega agua y se deja reposar por un día para que el agua se infiltre libremente (por eso se ha tenido cuidado de no tapar el otro extremo herméticamente, pues impediría la salida de aire). La cantidad de agua que se agregue a cada tubo será igual a:

$$\text{cm}^3 \text{ de agua} = S \times CC, \text{ fórmula en la que:}$$

$$S = \text{gramos de suelo agregados al tubo.}$$

CC = Capacidad de campo expresado en tanto por uno y estimada por algún procedimiento rápido. Pueden aprovecharse los datos prácticos asentados en la tabla de la Pág. 18. Para emplear dicha tabla se determinará la textura al tacto.

EJEMPLO:

Si se llenó el tubo con 300 gr. de suelo cuya textura determinada al tacto es migajón atenuado, se tendrá:

$$CC = 10\%$$

$$S = 300 \text{ gr.}$$

$$\therefore \text{cm}^3 \text{ de agua} = 300 \times 0.1 = 30$$

Lo que quiere decir que será necesario agregar 30 cm³ de agua.

Después de que se ha dejado reposar se saca la muestra, se divide en 3 partes y de éstas se le determina el P_s a la central, cuyo valor será igual a la capacidad de campo.

Existen otros métodos para estimar la capacidad de campo, como son el porcentaje a 0.3 atmósferas, determinando la humedad equivalente, por el procedimiento de succión en embudos Buchner, por fórmulas empíricas, etc., sin embargo, su principal defecto es que se necesitan aparatos costosos para efectuar las pruebas.

En función de la humedad equivalente se ha tratado de expresar la CC pero en suelos muy arenosos o arcillosos; los valores no corresponden, obteniéndose resultados erróneos.

El concepto humedad equivalente fue establecido por Briggs y Melane en 1907 y se define como el contenido de humedad de una muestra de suelo, a la cual después de haberse saturado se le somete a los efectos de una fuerza centrífuga equivalente a 1000 veces la fuerza de gravedad, durante 30 minutos, acelerando durante 5 minutos y parando de golpe.

Sólo en suelos francos coinciden aproximadamente los valores de humedad equivalente y capacidad de campo.

Richards y Weaver (1911), encontraron que sometiendo un suelo saturado a una presión de succión equivalente a 0.3 atmósferas, durante 16 horas, el porcentaje de humedad de dicho suelo era prácticamente igual a la capacidad de campo. Se ha visto que el coeficiente de correlación entre el porcentaje de humedad a 0.3 atmósferas y capacidad de campo es prácticamente uno.

Sin embargo, para poder hacer esta determinación es necesario una Olla de Presión, una compresora y unas membranas de cerámica porosa, lo cual sólo se puede obtener en un laboratorio, por lo que se cree que para obtener los valores de la capacidad de campo de suelos que se pretende regar, es más cómodo utilizar el método de las columnas de suelo o bien el método gravimétrico directo, tomando las muestras en el campo.

Para estimaciones burdas, también se puede usar el valor de la tabla que se asienta a continuación y en función de la textura obtener un valor aproximado de la capacidad de campo.

Textura:	P_s a Capacidad de Campo:
Arena	5 a 15
Migajón arenoso	10 a 20
Suelos francos	15 a 30
Migajones arcillosos	25 a 35
Arcilla	30 a 70

(De la clase Relaciones Agua-Suelo-Planta, Dr. Fernández).

También conociendo los porcentajes de arenas, limos y arcillas con ayuda del Nomograma Núm. 2 se puede estimar la capacidad de campo.

Como se nota en la curva de retención, en un extremo se tiene el valor de la capacidad de campo y en el otro el valor del *PMP* y por diferencia se obtiene la humedad aprovechable; por tanto la otra constante de humedad que interesa conocer es el porcentaje de marchitamiento permanente.

Procedimientos para estimar o determinar el porcentaje de marchitamiento permanente

En virtud de que por definición se entiende el porcentaje de marchitamiento permanente como el contenido de humedad de un suelo en el que se marchitan las plantas que en él crecen, entonces cuando en el campo se noten síntomas de marchitez permanente de las plantas, se determina su P_s y ése es el valor del *PMP*.

Método del girasol. Con este método de invernadero, se determina exactamente el valor del *PMP*.

Procedimiento. Se llenan unos lotes de lámina con 500 gr. aproximadamente de tierra, se fertiliza para lograr un mejor desarrollo de la planta y se siembran semillas de girasol cuano (indicadores), una vez que la planta se ha desarrollado hasta tener 4 hojas, se deja secar el suelo, determinando su P_s cuando se notan síntomas de marchitamiento permanente, es decir, cuando la planta no se recupera llevándola a una atmósfera saturada.

Boseale y McGeorge (1919), proponen otro método utilizando una planta de jitomate, a la cual se le coloca en una de sus raíces un cartucho con tierra tapado herméticamente, de tal manera que el suelo entre en contacto directo con la planta, si dicho suelo está húmedo, secará hasta el *PMP*, si está seco entonces se humedecerá hasta el *PMP*.

Existen otros métodos de laboratorio e indirectos para estimar el porcentaje de marchitamiento permanente; sin embargo, adolecen de las mismas desventajas que los utilizados para estimar la capacidad de campo.

Uno de los procedimientos más exactos es el porcentaje a 15 atmósferas, reportado por Richards en 1947, utilizando una membrana de presión y un aparato especial. También existen otros métodos como la estimación en función de la depresión del punto de congelamiento, depresión de la presión del vapor, etc.

Métodos indirectos. Se puede estimar el *PMP* en función del coeficiente de marchitamiento que vale.

Vuilmayer, Wadsworth, Duncan y otros han demostrado que en ocasiones esta estimación da resultados muy disparados de la realidad; sin embargo, para un conocimiento aproximado del valor de *PMP* basta con considerarlo como un 50% del valor de la capacidad de campo, o estimarlo en función de la textura de acuerdo con la tabla que a continuación se presenta.

Textura:	P_s a porcentaje de marchitamiento permanente
Arenas	3 a 8
Migajones arenosos	6 a 12
Suelos francos	8 a 17
Migajones arcillosos	13 a 20
Arcillas	17 a 40

(De la clase Relaciones Agua-Suelo-Planta, Dr. Fernández).

Si obtenemos los valores de la capacidad de campo y del *PMP*, tendremos dos puntos de la curva de retención, es decir relación Tensión- P_s , sin embargo nos falta agregar el valor de la presión osmótica para conocer el esfuerzo de humedad del suelo.

Cálculo de la Presión Osmótica

La presión osmótica la podemos determinar en función de la conductividad eléctrica del extracto del suelo a saturación y la fórmula que nos la relaciona es la siguiente:

$$PO = 0.36 CE \times 10^3$$

En donde:

PO == Presión osmótica en atmósferas.

CE == Conductividad eléctrica en mhos. Se utiliza el valor de la $CE/cm.$ a 25°C.

Luego, para conocer la presión osmótica a cualquier valor del P_s (P_{s_x}), se utiliza esta otra fórmula:

$$PO \text{ a } P_{s_x} = PO \text{ a Saturación} \times \frac{P_s \text{ a Saturación}}{P_{s_x}}$$



Como se nota en la figura, tan sólo se conocen dos puntos de la curva *EHS*, por tanto, para trazarla, si se carece de los aparatos adecuados en el laboratorio, se puede emplear la ecuación:

$$EHS = \frac{k}{P_{s1}^n} + C + P_{O_{P_{s2}}}$$

Según ya se vio anteriormente, con los dos puntos conocidos se pueden determinar las constantes *n*, *k* y *C*, luego se trazará la curva en función de dicha ecuación.

Como se verá más adelante, por medio de investigación directa se puede determinar hasta qué *EHS* es posible llegar sin perjudicar la planta; generalmente depende del tipo de cultivo y de su época de desarrollo, conocido este límite, se determinará el *Ps* hasta el cual se puede dejar secar la tierra antes de volver a regar. Prácticamente puede considerarse alrededor del 20% de la humedad aprovechable; es decir, la lámina de agua que se debe aplicar a un cultivo al regar, valdrá según la nomenclatura:

$$L = 0.8 (P_{S_{2c}} - P_{S_{pmp}}) \times D_a \times P_r$$

Métodos para determinar la humedad del suelo

Hasta ahora sólo se han señalado con detalle los métodos gravimétricos para determinar la humedad del suelo (su *Ps*) también se han mencionado otros métodos indirectos, como la membrana y olla de presión y al hablar de la humedad equivalente, la centrifugación. Aparte de estos métodos existen otros, algunos de ellos se han utilizado con éxito en trabajos efectuados en algunas zonas de riego de la república, por tanto se mencionan los procedimientos más conocidos que son:

1. Método gravimétrico.

- a) Muestras de suelos (al que nos hemos referido).
- b) Conos de cerámica.
- c) Bloques porosos.

2. Tensiómetros.
3. Resistencia eléctrica.
4. Aspersión de neutrones.
5. Olla y membrana de presión (ya se mencionó).
6. Capacidad eléctrica o resistividad.
7. Difusión y capacidad térmica.
8. Resistencia a la penetración.
9. Otros métodos de laboratorio como:

- a) Centrifugación (utilizando para determinar la humedad equivalente).
- b) Crioscopia.
- c) Conductividad eléctrica.

De los métodos enumerados, aparte de los que ya se han visto, sólo nos vamos a referir a dos, que son el método del Tensiómetro y el de la Resistencia eléctrica, pues los demás adolecen de ciertos defectos, o bien son caros, poco precisos o requieren de aparatos complicados; además de que algunos son muy tardados, por lo que si el lector se interesa en ellos, al final de este trabajo se cita la literatura para consultar al respecto.

El Tensiómetro mide directamente la tensión de la humedad del suelo y consiste esencialmente en un tubo que puede ser de vidrio, plástico, latón u otro material. En un extremo tiene una cápsula de cerámica porosa y el otro abierto, o bien con un manómetro, este puede también estar conectado por un lado (ver dibujo).

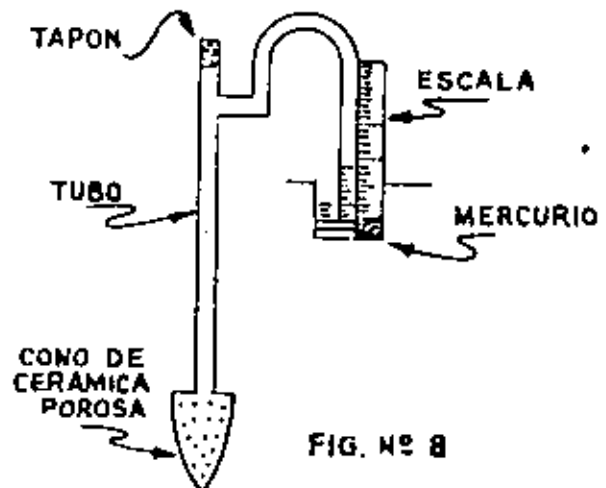


FIG. No 8

El funcionamiento del aparato es el siguiente: se destapa el tubo, ya sea quitando el tapón o desatornillando el manómetro y se llena completamente de agua, tratando de desalojar todo el aire que

exista dentro de él; al mismo tiempo se mete la cápsula porosa en agua para saturarla y se tapa herméticamente; en estas condiciones (estando saturada la cápsula) debe marcar cero.

Se introduce la cápsula en el suelo hasta la profundidad adonde se desea conocer el nivel de humedad y si éste está a saturación, seguirá marcando cero, pero conforme se va secando, la cápsula va perdiendo humedad, debido a que tratará de equilibrarse con la humedad del suelo y por lo mismo ejercerá una succión sobre la columna de agua, marcando en el manómetro la magnitud de esta succión.

Los tensiómetros tienen como limitación el hecho de que no son exactos sino para valores menores de una atmósfera de tensión, por tanto, en suelos arenosos llegan a cubrir hasta un 85% de la humedad aprovechable; pero en suelos arcillosos apenas si cubren 31.30% de ésta (ver las curvas de Retención de Humedad). Sin embargo, poniéndolos a una profundidad adecuada, nos pueden servir como indicadores, aun en suelos arcillosos.

Aunque existen tensiómetros de varios tipos, de diferentes materiales y con manómetros de varias clases, los principios de su funcionamiento son los mismos.

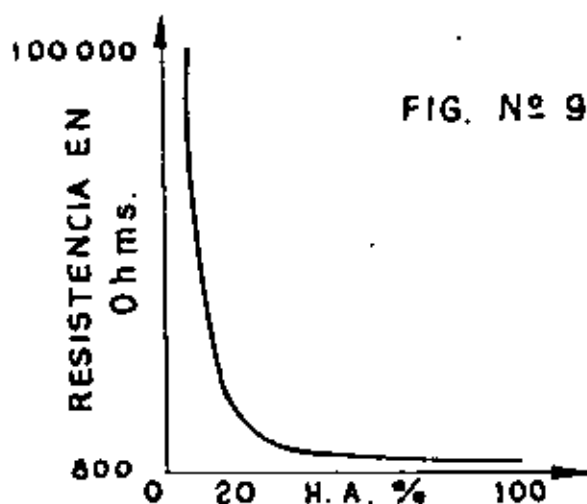
Método de la Conductividad Eléctrica. Este método está basado en la propiedad de conductividad eléctrica del agua. Se ha demostrado que la conductividad eléctrica del suelo es función de su contenido de humedad.

Inicialmente se utilizaron electrodos metálicos que se introducían en el suelo y luego con un puente de resistencia eléctrica, se medía la resistencia al paso de corriente, que oponía el terreno humedecido.

Este procedimiento presentaba algunos inconvenientes: el contacto entre los electrodos y el suelo no era eficiente; como la resistencia (y desde luego la conductividad) depende del contenido de humedad y la concentración de sales, en los suelos salinos se tenían resultados muy poco aceptables.

Los doctores G. J. Bouyoucos y A. H. Mick en 1940, encontraron un procedimiento con el que se podían evitar casi totalmente los inconvenientes enumerados anteriormente, y éste consiste en colocar los electrodos dentro de un bloque de yeso, el cual al saturarlo, reduce su resistencia a un mínimo; al en estas condiciones se entierra en el suelo a una profundidad deseada, la humedad dentro del bloque se equilibrará con la del suelo y por lo mismo variará su resistencia en función de su humedad.

Al hacer la calibración de los bloques de yeso, se ha encontrado que la resistencia eléctrica varía según una función de tipo exponencial con la humedad, la capacidad de campo corresponde a una resistencia de 600 ohms y el porcentaje de marchitamiento permanente a los 100.000 ohms, para los bloques marca Bouyoucos. La curva encontrada es aproximadamente igual a la que se muestra en la figura 9.



Al observar la figura, se puede notar fácilmente que en las cercanías de la capacidad de campo, la variación de la resistencia respecto a la humedad es muy pequeña, aumentando rápidamente al acercarse al PMP, en donde se deduce que para valores altos de humedad aprovechable, la exactitud del procedimiento es baja, siendo muy alta para los valores cercanos al porcentaje de marchitamiento permanente, por lo que sería recomendable su aplicación para suelos de textura ligera.

También se ha encontrado que en suelos salinos (con nido mayor del 0.3%), el material del bloque se destruye rápidamente y los comunes tienden a dar valores falsos, debido a que las líneas de corriente salen del bloque, por lo que últimamente se están utilizando con mejores resultados bloques con electrodos concéntricos que incluso vienen acomodados en forma de husón para introducirlos fácilmente en el suelo, y medir la humedad a diferentes profundidades.

Con el mismo principio se han desarrollado otros tipos de bloques, buscando una mayor duración y exactitud.

Los primeros trabajos del riego controlado que se han hecho en México, se basaron en este método (Breccha en 1950 y Ojeda en la región lagunera 1955).

Considerando que el método gravimétrico es el más exacto por comparación en equivalencias de exactitud, se puede decir que una determinación de humedad por el método gravimétrico equivale a dos determinaciones con Tensiómetro o con el Aspersor de Neutrones y a tres por el método de los bloques de yeso.

Como resumen de lo anterior, a continuación se calcula una lámina de riego en función de las características físicas del perfil de un suelo.

Datos obtenidos de muestras de perfil a diferentes profundidades, según los procedimientos descritos.

NÚMERO DEL PERFIL	CÁLCULO DE LA LÁMINA	LÁMINA - Cm.
1	$L_1 = (19.3 - 5) \times 1.35 \times 0.15 =$	2.89
2	$L_2 = (21.0 - 8) \times 1.40 \times 0.15 =$	2.73
3	$L_3 = (13.0 - 3) \times 1.55 \times 0.30 =$	4.65
4	$L_4 = (18.0 - 7) \times 1.50 \times 0.20 =$	3.30
	LÁMINA TOTAL:	CM13.57

Como es de notarse, esta lámina es alta por ser el primer riego, pues los valores del porcentaje de

PROFUNDIDAD EN CENTÍMETROS	TEXTURA	NÚMERO	D_a	CC	PMP	H_a
0 — 15	Migajón arenoso.....	1	1.35	19.3	10.0	9.3
15 — 30	Migajón arenoso.....	2	1.40	21.0	10.5	10.5
30 — 60	Arena migajosa.....	3	1.55	13.0	7.0	6.0
60 — 80	Migajón arenoso.....	4	1.50	18.0	9.5	8.5

NOTAS: Para la textura se utilizó el método del hidrómetro.

La densidad aparente se determinó directamente en el campo, por el método de la hoja de plástico.

La capacidad de campo se obtuvo por el método de las columnas de suelo de Colman, según modificaciones de la Escuela Nacional de Agricultura.

El porcentaje de marchitamiento permanente se obtuvo utilizando plantas de girasol.

Al determinar los porcentajes de humedad a las diferentes profundidades consideradas, se obtuvieron los siguientes datos:

NÚMERO	PROFUNDIDAD EN CENTÍMETROS	P_s AL MUESTREAR - Por ciento
1	0 — 15	5
2	15 — 30	8
3	30 — 60	3
4	60 — 80	7

Luego, para llevar este suelo a la capacidad de campo hasta la profundidad que se está considerando, se necesita una lámina que se calcula según muestra la siguiente tabla:

Fórmula empleada:

$$L = (P_{s_{00}} - P_s) \times D_a \times P_r$$

humedad que existe en el suelo, son inferiores al PMP.

Después que se ha cultivado una planta y empieza a crecer, se nota que los indicadores de humedad nos marcan en la parte superior un descenso hasta el 20% de la humedad aprovechable, se vuelve a muestrear y se obtienen los siguientes valores:

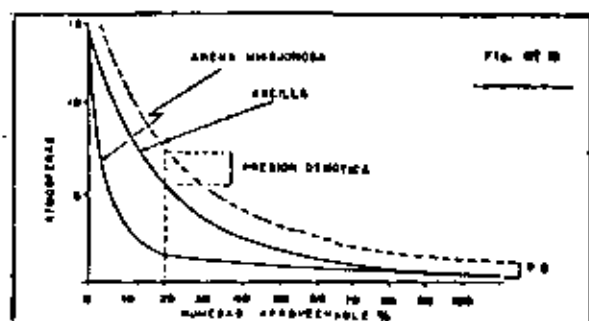
NÚMERO DEL PERFIL	PROFUNDIDAD EN CENTÍMETROS	P_s AL MUESTREAR - Por ciento
1	0 — 15	12.0
2	15 — 30	19.5
3	30 — 60	13.0
4	60 — 80	18.2

Para dar otro riego se calcula la lámina por aplicar según la siguiente tabla:

Número del Nivel	CALCULO DE LA LAMINA	LAMINA — Cm.
1	$L_1 = (19.3 - 12) \times 1.35 \times 0.15 =$	1.47
2	$L_2 = (21 - 19.5) \times 1.40 \times 0.15 =$	0.32
3	$L_3 = 0$	0
4	$L_4 = 0$	0
LAMINA TOTAL:		Cm. 1.79

Debe aclararse que las láminas obtenidas son netas y para aplicarlas es necesario considerar la eficiencia de riego.

También es de hacerse notar que no siempre puede servir de guía un porcentaje límite de humedad aprovechable, pues debe recurrirse a las curvas que la relacionan con el Esfuerzo de Humedad del Suelo, ya que cuando los suelos son arcillosos y además salinos, en un 20% de humedad aprovechable, pueden tenerse valores muy altos del Esfuerzo de Humedad del Suelo, provocando por lo mismo una disminución en los rendimientos, sobre todo si la planta se encuentra florecando. (Observar las curvas de la figura 10.)



Además de lo anterior, no puede considerarse sólo una profundidad para observar las variaciones de la humedad y que sirve de guía para determinar el momento de regar, pues generalmente los perfiles no son homogéneos y las variaciones de humedad pueden ser muy diferentes en un mismo perfil a varias profundidades.

En el ejemplo se ha considerado necesario regar cuando en los primeros 15 cm. la humedad ha descendido hasta un 20% de la humedad aprovechable, aunque en las demás profundidades prácticamente no ha habido variación, pues como la planta está recién sembrada, sus raíces son pequeñas y la ma-

yor parte del agua la obtienen en la parte más superficial del suelo y por tanto no se les debe forzar.

PRUEBA DE LA BOLA DE TIERRA PARA LA ESTIMACION DE LA HUMEDAD APROVECHABLE

1. Se toma un puño de suelo representativo de la profundidad que se desea.
2. Se comprime el suelo con la mano 4 veces.
3. Si el suelo no forma una bola y se desmorona fácilmente, contiene menos de un 25% de humedad aprovechable.
4. En caso de que se forme la bola se lanza al aire a una altura de 30 cm. Si se mantiene después de lanzarla 5 veces tendrá un 50% de humedad aprovechable.
5. Si al oprimir el suelo en la mano se pega a ésta una capa de 5 mm o más suelo, el contenido de humedad será de 75 a 100%.

Esta prueba, como puede apreciarse, es para suelos francos y cuando se usa en suelos arenosos o arcillosos se tienen condiciones muy diferentes, por lo que hay necesidad de hacer las correcciones necesarias.

Por ejemplo en suelo arenoso es muy difícil que se conserve la bola después de 5 lanzamientos, por el contrario, en un suelo pesado con un 50% de la humedad aprovechable ya se puede pegar a la mano parte del suelo. La aproximación que se tiene es de 25% de la humedad aprovechable en suelos francos. Esto corresponde a una lámina de 3.9 cm. por metro de profundidad; para 30 cm. sería de 1.3 cm., lo cual queda dentro del límite práctico desde el punto de vista de aplicación de agua; sin embargo, para suelos pesados correspondería de 2.5 a 3.0 cm. que ya no se considera práctico.

Adaptado de: Dirnbald, H. C. (1953) Time to Irrigate, Simple soil test tells when to irrigate. The reclamation era. Vol 39 N° 7:132. Traducción publicada en el Memorándum Técnico Núm. 81 de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

CAPITULO II

¿CUANDO REGAR?

Se ha visto cómo calcular la lámina de riego para un suelo con un cultivo determinado; sin

METODO PRACTICO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD. SERVICIO
DE CONSERVACION DE SUELOS DE ESTADOS UNIDOS

Por ciento de humedad aprovechable	TEXTURA DEL SUELO			
	Gruesa	Licua	Media	Fina
0	Seco, suelto, se pasa a través de los dedos.	Seco, suelto, se pasa a través de los dedos.	Polvoso, seco, en algunas cosas en costras que se quiebran fácilmente.	Duro, agrietado, algunas veces con costras sueltas sobre la superficie.
25 a 50	Apariencia seca, no forma una bola bajo presión de la mano.	Apariencia seca, no se forma una bola bajo presión de la mano.	Algo costraoso, pero forma una bola bajo presión de la mano.	Algo moldeable, forma una bola bajo presión de la mano.
50 a 75	Apariencia seca, no forma una bola bajo presión de la mano.	Tiende a formar una bola bajo presión, pero no estable.	Forma una bola bajo presión de la mano, algunas veces brilla bajo presión.	Forma una bola bajo presión, forma tiras de suelo al moldearlo con los dedos.
75 a 100	Con tendencia a agregarse, a veces forma una bola muy débil.	Forma una bola de poca estabilidad bajo presión, no presenta brillo.	Forma una bola la baja presión y es muy moldeable, brilla fácilmente, si tiene mucha arcilla.	Fácilmente forma tiras de suelo al moldearlo con los dedos, es lustroso.
100	Al comprimirlo en la mano no aparece agua sobre el suelo pero deja húmeda la mano.			
Más de 100	Al comprimirlo en la mano escurre agua.	Escurre agua al amasarlo.	Puede escurrir agua al comprimirlo.	Lodoso y escurre agua sobre la superficie.

embargo, es necesario conocer el momento de aplicar estas láminas.

Por medio de los aparatos medidores de humedad se podría determinar el momento de regar, según ya se ha indicado; sin embargo, para superficies grandes con variedad de cultivos no sería práctico, pues se necesitaría instalar gran número de medidores de acuerdo con las variaciones del suelo y de cultivos.

Se define como uso de agua por las plantas o uso consuntivo del agua, a la cantidad de agua usada por aquellas en la construcción de sus tejidos, la transpiración y la evaporación en la superficie del suelo, sobre la que se desarrolla.

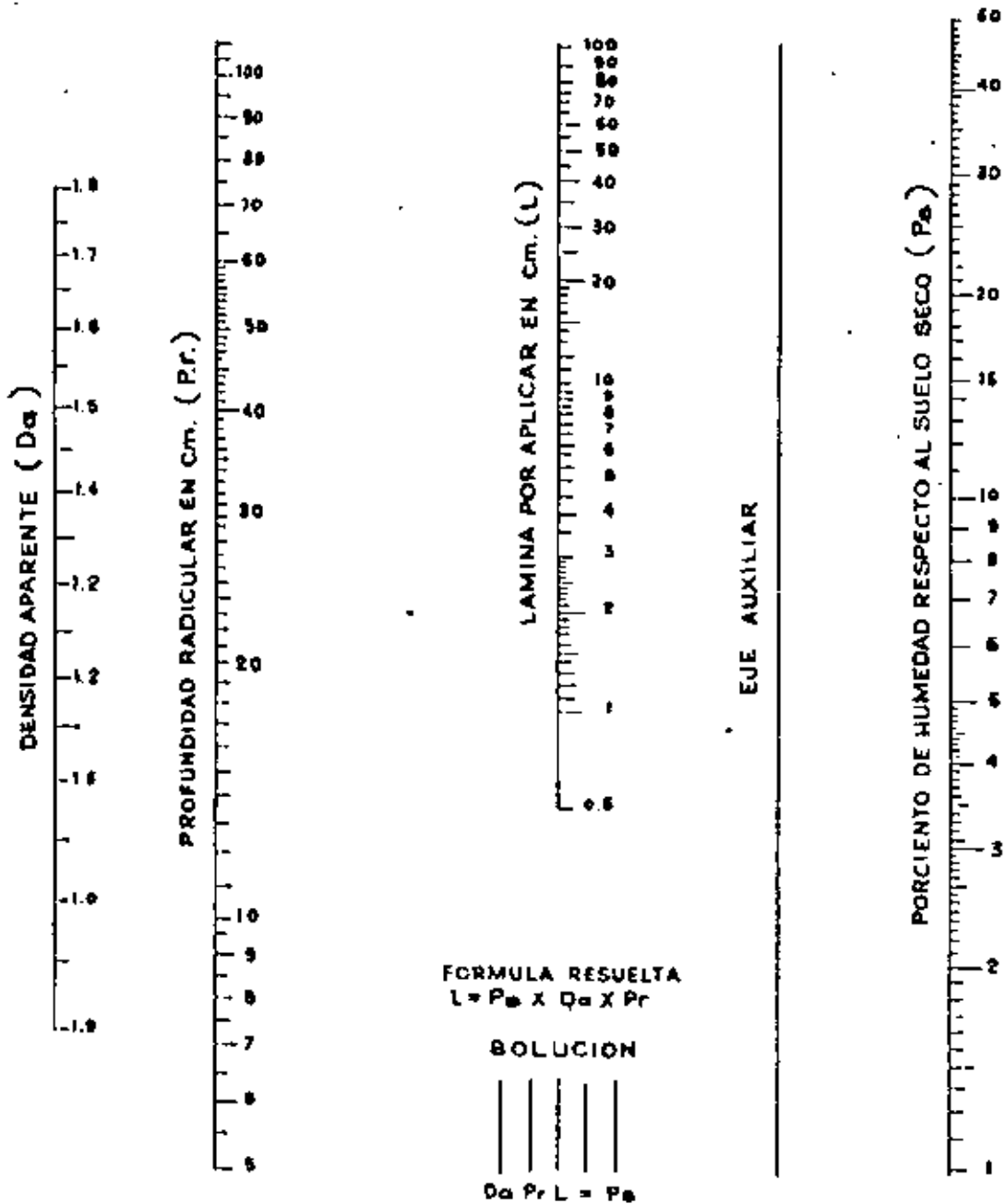
Uso de agua por la planta = Agua usada en la construcción de tejidos + transpiración + evaporación.

También se utiliza el término evapotranspiración para denominar los dos últimos conceptos, considerando que son los más importantes, ya que el 99% del consumo del agua por la planta se debe a ellos, incluso con un índice del uso de agua o uso consuntivo del agua.

Las primeras investigaciones cuidadosas que se hicieron sobre el consumo de agua por las plantas, se deben a Lawes, en experimentos que efectuó en Rothamsted (Inglaterra), en el año de 1848; posteriormente Wollny en Munich (Alemania), efectuó experimentos en macetas, principalmente con avena y cebada en 1876. Otros investigadores del viejo mundo efectuaron experimentos al respecto durante fines del siglo pasado y principios del actual. En América las primeras investigaciones las realizó King en el lapso de 1892 a 1895 en Madison, Wis. En los primeros años de este siglo Widston en Logan Utah y Briggs y Shantz en Akron, Colo., efectuaron varios experimentos encaminados a determinar las necesidades de agua de varios cultivos; sobre todo estos últimos investigadores trataron de correlacionar el consumo de agua de las plantas con varios factores meteorológicos como son la evaporación, la temperatura, la radiación, etc.

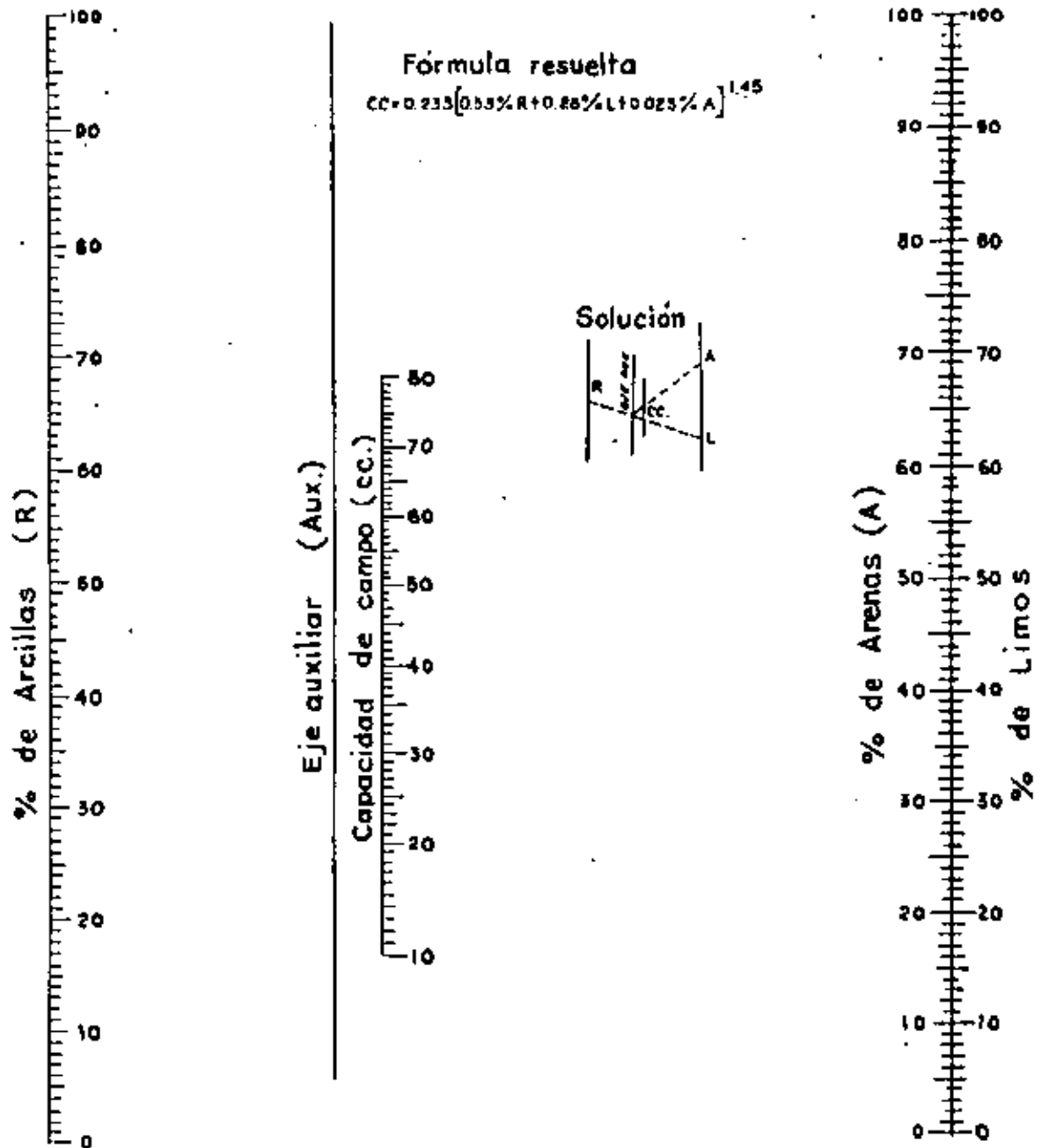
Ultimamente varios investigadores se han abocado a la experimentación para obtener fórmulas, la mayor parte empíricas, que correlacionen estos factores meteorológicos con el consumo de agua de las plantas o evapotranspiración; entre estos son dignos de mencionarse los trabajos de Charles R. Hedke que en 1924 relacionó el calor disponible en grados-días con el uso consuntivo; en 1942 Lowry y

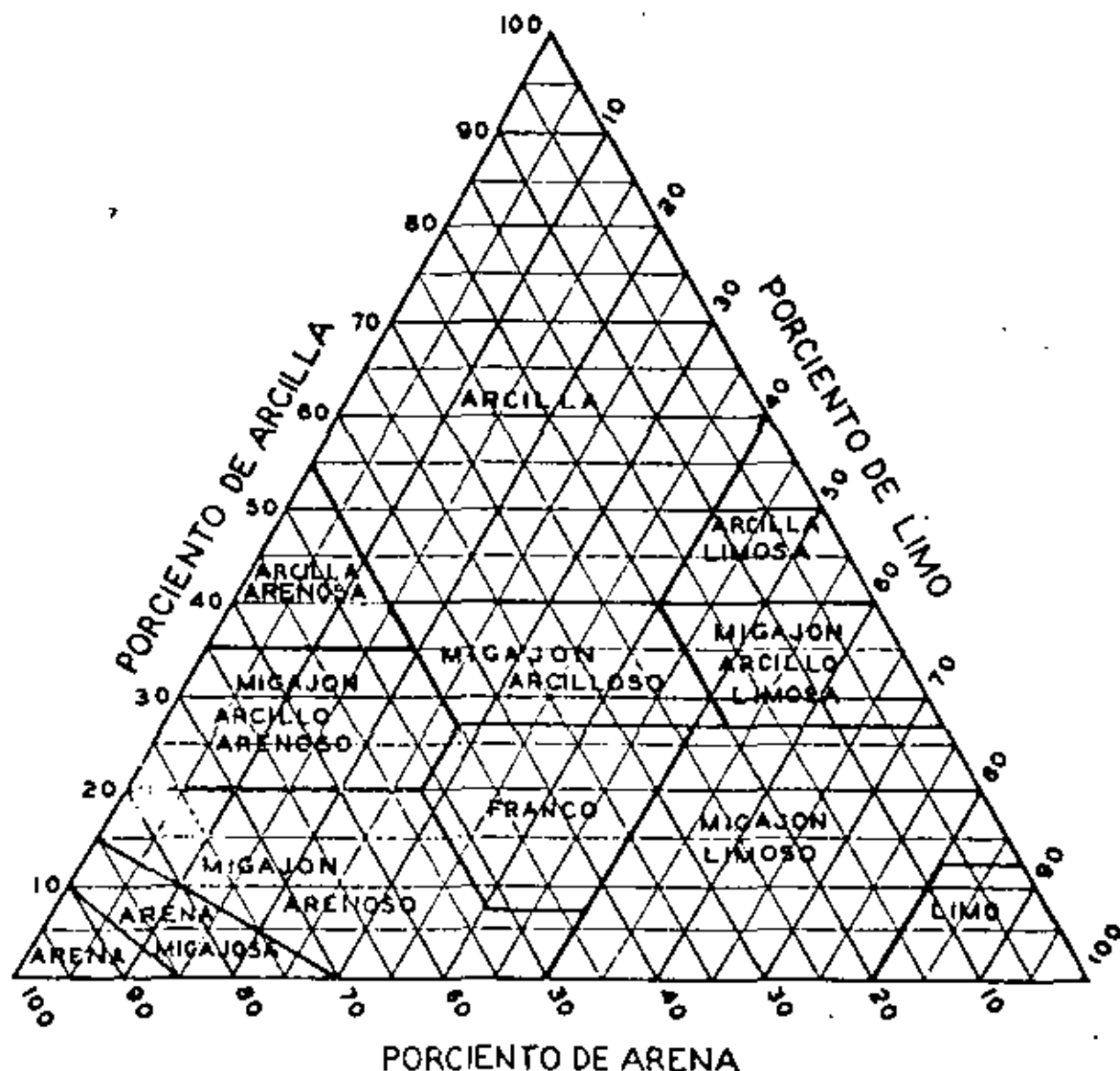
NOMOGRAMA PARA CALCULAR LA LAMINA POR APLICAR A UN SUELO PARA HUMEDECERLO A CC. HASTA UNA PROFUNDIDAD PROPUESTA



Calculó:
 ING. E. PALACIOS V.

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CAMPO EN FUNCION DE LOS PORCENTAJES DE ARCILLA, LIMO Y ARENA.





Gráfica Núm. 1

Johansen encontraron que la relación entre el $U. C.$ y el valor efectivo, era lineal. C. W. Thornthwaite, basado en los trabajos anteriores, encontró inicialmente una relación no lineal entre $U. C.$ y la temperatura, investigaciones posteriores del mismo Thornthwaite, demostraron que la ecuación encontrada sólo daba valores aproximados en la Mesilla y el Delta de San Joaquín Sacramento, por lo que decidió estudiar el problema desde el punto de vista de las relaciones entre el $U. C.$ y la insolación, encontrando una nueva expresión que interviene como variable en su ecuación general, que denominó "Eficiencia de la Temperatura" y en función de ésta

obtuvo su fórmula bastante compleja que posteriormente veremos con más detalle. Harry F. Blaney y W. D. Criddle últimamente han obtenido una fórmula que relaciona la temperatura y la luminosidad con el "Uso Consuntivo", la relación matemática es similar a la obtenida por Hargreaves. H. L. Penman que obtiene una ecuación también compleja que relaciona la evapotranspiración con el balance de calor diario y la evaporación. En 1962 M. E. Jensen, Howard R. Haise, en Fort Collins, Colo., lo gran relacionar la evapotranspiración con la radiación solar y la temperatura media del aire, obteniendo una correlación bastante buena.

Aparte de los investigadores anteriormente enumerados, otros han trabajado sobre este mismo e interesante tema. Como dato complementario a estos antecedentes, vale la pena recordar al Ing. John E. Field, quien en 1930 utilizó por primera vez el término "Consumptive use of water", que en México se ha traducido literalmente como "Uso Consumitivo del Agua" tratando de dar a entender el consumo de agua de las plantas.

DETERMINACIONES Y ESTIMACIONES DEL USO DEL AGUA POR LAS PLANTAS

Antes de informar sobre los procedimientos más utilizados para determinar o estimar el uso de agua por las plantas, creemos necesario explicar algo sobre los factores que lo afectan, a fin de tener un mejor criterio al escoger los métodos para llegar a conocerlo.

Las necesidades de agua de una planta dependen de la energía en la atmósfera o sea la luminosidad, el viento, humedad relativa y temperatura; de la energía del agua en el suelo (esfuerzo de humedad del suelo) y del tipo de cultivo.

Respecto a los factores atmosféricos, es fácil comprender su influencia en el uso del agua por planta, y un poco más adelante relacionaremos algunos de ellos con las fórmulas empíricas y racionales que se utilizan para conocerlo.

Como es de suponerse estos factores dependen del clima de una región.

La temperatura y la humedad relativa afectan al U. C., la primera en forma directamente proporcional y la segunda inversamente proporcional; el viento favorece la evaporación y la luminosidad influye en el foto-período de la planta, alterando por lo mismo los valores del U. C. en función de su intensidad, calidad y duración.

En relación con la influencia del esfuerzo de humedad del suelo en el uso de agua por la planta, se puede decir que a mayor E.H.S. es menor el U. C. o sea que son inversamente proporcionales.

Por lo que respecta al cultivo, es de suponerse la influencia del período vegetativo, la superficie de transpiración¹ que presentan las hojas, el desarrollo radicular y en general los diferentes factores fisiológicos y morfológicos que varían con el tipo de la planta y de los que dependen la transpiración y absorción del agua.

También es de mencionarse que en forma indirecta la calidad del agua afecta al U. C. debido a

¹ La más importante.

que si contiene sales, altera los valores del esfuerzo de humedad del suelo, debido a que incrementa el valor de la presión osmótica.

Existen dos procedimientos para determinar la evapotranspiración que son: el gravimétrico y por medio del lisímetro.

El método gravimétrico consiste en determinar (efectuando pesadas, en la báscula, de muestras de tierra), las variaciones de humedad en cada una de las capas que forman el perfil de un suelo, hasta una profundidad igual a las que tienen las raíces del cultivo considerado. En función de estas variaciones y de las características del suelo, se puede determinar la lámina de agua en un tiempo dado, de acuerdo con la siguiente fórmula de fácil deducción:

$$L = \Delta P_s \times D_a \times P_r$$

En donde:

L = Lámina usada por la planta en cm. durante el lapso considerado.

ΔP_s = Variación del porcentaje de humedad respecto al peso del suelo seco en ese mismo lapso, en %.

D_a = Densidad aparente del suelo.

P_r = Profundidad del perfil expresada en metros.

Descripción del método. Las muestras del suelo se toman con una barrena tipo Veihmayer o similar, en cada profundidad del perfil, por ejemplo cada 20 centímetros se guardan éstas en botes de lámina tarados que se cierran herméticamente con objeto de que no pierdan humedad y se llevan al laboratorio, donde se pesan y luego se secan en una estufa a 110°C hasta que tengan peso constante; por diferencia de peso se determina la humedad de la muestra, la cual se relaciona con el peso del suelo seco para poder expresarla en forma de un porcentaje. Varios días después se vuelven a tomar muestras del mismo suelo, en un lugar cercano (con objeto de que no haya discrepancias debido a la heterogeneidad de éste) y nuevamente en la forma indicada se determina el porcentaje de humedad de la muestra. Por diferencia entre porcentajes y utilizando la fórmula anteriormente indicada, se puede calcular la lámina de uso consumitivo o evapotranspiración, en el lapso considerado.

Ejemplo de cálculo:

TABLA NUMERO 1

PROFUNDIDAD EN CENTÍMETROS	D_a	P_a anterior en %	P_a actual en %	ΔP_a	Lámina en cm.
0 -- 15	1.3	19.2	11.6	4.0	0.90
15 -- 30	1.4	21.5	18.0	3.6	0.74
30 -- 60	1.6	14.8	13.7	1.1	0.50
LAMINA TOTAL:					2.14

Utilización del lisímetro para conocer la evapotranspiración de los cultivos. El profesor W. O. Pruitt, diseñó un aparato para medir en forma directa y por un procedimiento gravimétrico, la cantidad de agua que utiliza un cultivo. El lisímetro de Pruitt consiste esencialmente en un tanque cilíndrico de más o menos 6 metros de diámetro por 95 centímetros de alto, en el que se coloca el suelo

el cual se utiliza para medir la evapotranspiración potencial).

Potencial, define como evapotranspiración potencial, al uso de agua de un cultivo que cubre totalmente la superficie del suelo y que nunca tiene deficiencia de humedad; como puede observarse, existe cierta diferencia con la evapotranspiración de los cultivos, en virtud de que éstos en muy pocas ocasiones se encuentran en circunstancias tan favorables.

El evapotranspirómetro consiste fundamentalmente en un tanque de aproximadamente 0.90 m. de profundidad, por 3 m. de largo y 1.30 m. de ancho, conectado a otro tanque regulador que permite mantener en el primero, un nivel de humedad constante; este último a su vez es alimentado por un tercer tanque en el que se mide el consumo de agua.

El tanque grande se llama evapotranspirador y es donde se coloca la tierra sobre la que se siembra algún zacate (Fig. 11).

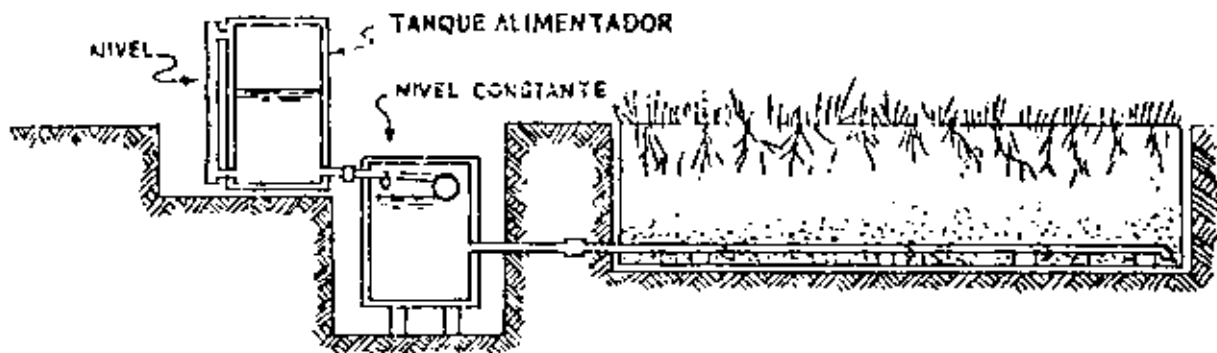


Fig. Núm. 11. Evapotranspirómetro de Thornthwaite

y el cultivo considerados, este tanque descansa sobre una báscula que es de alta precisión por lo que es posible observar las variaciones de peso que sufre el tanque, debidas al agua que pierde el suelo; en función de estas variaciones de peso es posible medir el consumo de agua del cultivo.

Estimaciones de la evapotranspiración. Es indudable que los factores que más influyen en la evapotranspiración, son los atmosféricos y generalmente con base en ellos se han desarrollado varias fórmulas empíricas para estimarla, sin embargo, también hay aparatos que nos permiten conocer en forma aproximada la evapotranspiración.

Aparatos usados para estimar la evapotranspiración. En primer término debe mencionarse el vaporómetro desarrollado por el Dr. Thornthwaite,

Se han inventado más aparatos para tratar de estimar la evapotranspiración, entre ellos son de mencionarse los atmómetros desarrollados por Livingston y que consisten en una esfera de cerámica porosa, que tiene un vástago barnizado del mismo material que se introduce dentro de un recipiente graduado que contiene agua; la esfera se encuentra pintada de blanco o negro. Al recibir energía de la atmósfera se produce una evaporación en la superficie de la esfera que ocasiona una succión en el depósito graduado, en el que se mide el agua evaporada (Fig. 2).

Se ha visto que existe una mayor correlación entre la evapotranspiración y las lecturas de los atmómetros, si se utilizan dos, uno negro y otro pintado de blanco y tomando como dato la diferencia de lecturas.

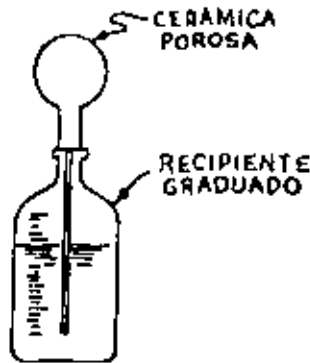


Fig. Núm. 12. Altimómetro

$$E_t = 0.87 (L_a - L_b)$$

Donde:

E_t = Evapotranspiración.

L_a = Lectura en el altimómetro negro.

L_b = Lectura en el altimómetro blanco.

Varios autores han pretendido correlacionar la evapotranspiración con la evaporación, desde los primeros trabajos de Briggs y Shantz hasta los recientes de Penman que lo llevaron a obtener una fórmula bastante compleja y que posteriormente se verá con cierto detalle.

En función de las lecturas de un evaporómetro se ha tratado de estimar la evapotranspiración, la lectura de éste se multiplica por un factor de conversión para obtener la evaporación (para los evaporómetros de 1.20 m. de diámetro es 0.77) y se ha obtenido una relación entre la evapotranspiración y la evaporación para varias épocas del año, de donde puede despejarse el valor de la primera en función del conocimiento de la segunda.

Según los estudios de Penman para una latitud de 50° aproximadamente las relaciones son las siguientes:

Estación	E_t/E
Mayo a agosto inclusive	0.80
Marzo, abril, septiembre y octubre	0.70
Noviembre a febrero inclusive	0.60
Promedio en el año	0.75

Es posible obtener relaciones similares para diferentes localidades, las cuales variarán según la cerra o alejadas que estén del Ecuador.

Ultimamente se han invitado aparatos más complejos para tratar de determinar o estimar la evapo-

transpiración, por ejemplo, en Australia se ha desarrollado uno que mide la energía que recibe un cultivo y la que refleja, llamado evapotróp. También el Dr. Thornthwaite ha logrado fabricar un aparato similar.

Estimación de la evapotranspiración por medio de fórmulas más o menos empíricas. Como ya se ha visto, para poder determinar la evapotranspiración, es necesario contar con un equipo adecuado y hacer observaciones durante todo el periodo que comprende el ciclo vegetativo del cultivo; desgraciadamente no siempre se dispone del equipo ni del tiempo necesario para efectuar la determinación, entonces es una gran ayuda contar con fórmulas que en función de datos climatológicos de la zona nos den una estimación aproximada del valor de la evapotranspiración.

Como ya se explicó anteriormente, varios investigadores han tratado de relacionar los diferentes datos climatológicos con la evapotranspiración, logrando fórmulas que nos permiten estimarla con diferentes aproximaciones. Nos vamos a referir a tres de las más conocidas.

Una de las primeras fórmulas prácticas para calcular la evapotranspiración, la obtuvo el Dr. Charles R. Hedke y es la siguiente:

$$U.C. = K H. \quad \text{En donde:}$$

$U.C.$ = Uso consuntivo o evapotranspiración.

H = Calor disponible en grados-días.

K = Constante que depende del cultivo.

Sin embargo, esta fórmula está basada en varias hipótesis en relación con la humedad que debe tener el suelo y las prácticas que se sigan al hacer el cultivo.

Fórmula de Loury y Johnson. Estos investigadores siguiendo los pasos del Dr. Hedke, encontraron una relación lineal entre la evapotranspiración y el "calor efectivo", definiéndolo como la acumulación en días-grados de las temperaturas máximas sobre un mínimo que fijaron en 0°C. durante el periodo vegetativo del cultivo.

La relación que encontraron, en función del clima del lugar y del cultivo, tiene dos límites, uno superior que vale:

$$E_t = 0.000095 C_e + 0.335$$

y el inferior de:

$$E_t = 0.000069 C_e + 0.21$$

con valor medio de:

$$E_i = 0.00008 C_e + 0.28$$

En donde:

- E_i = Evapotranspiración (lámina en metros).
 C_e = Calor efectivo en el periodo (en grados centígrados).

Estas fórmulas, sólo dan valores ligeramente aproximados a los reales, pues las regresiones se obtuvieron en zonas con características climatológicas que no pueden considerarse representativas de toda una región y mucho menos de un país. El hecho de que exista un margen tan fuerte en los valores calculados en la ecuación que da valores máximos y la que da valores mínimos, da una idea de la exactitud que se puede obtener con esta medida.

Método del Dr. Thornthwaite. De acuerdo con sus investigaciones efectuadas en la Mesilla Nuevo México y en Sacramento California, E. U. A. el Dr. Thornthwaite, llegó a la conclusión de que la relación entre la evapotranspiración y la temperatura no era tan simple como la presentan Lowry y Johnson. Inicialmente encontró que la relación no podía considerarse lineal y su primera expresión fue:

$$E_i = \left(\frac{T}{5}\right)^{1.514}$$

donde:

T = Temperatura media mensual en °C

Investigadores posteriores demostraron que esta fórmula sólo daba resultados con buena aproximación en la región donde se efectuaron los estudios, discrepando en otros lugares. Continuando las investigaciones encontró una expresión que aparentemente está íntimamente ligada con los valores de la evapotranspiración de cada lugar y que denominó "Eficiencia de la temperatura" que está dada por la siguiente relación:

$$i = \left(\frac{T}{5}\right)^{1.514}$$

i = Eficiencia de la temperatura.

En función de los valores obtenidos con esta expresión y mediante una ecuación que la liga con temperatura media mensual obtuvo su expresión general que nos da la evapotranspiración potencial:

$$E_i = 1.6 \left(\frac{10T}{I}\right)^a$$

En donde:

- E_i = Evapotranspiración mensual en centímetros.
 T = Temperatura media mensual en °C.
 I = Suma de i para todos los meses del año.
 $a = 0.000000675 I^2 - 0.0000771 I^2 + 0.01792 I + 0.49239$.

Aplicación de método. Para aplicar la fórmula obtenida por el Dr. Thornthwaite es aconsejable seguir la siguiente secuela:

1. Se calculan las temperaturas medias mensuales (T).
2. Se calculan los valores de la eficiencia en la temperatura, por medio de la fórmula:

$$i = \left(\frac{T}{5}\right)^{1.514}$$

Puede utilizarse la tabla adjunta para evitarse el cálculo (Tabla Núm. 2).

3. Se determina la eficiencia anual de la temperatura sumando los valores calculados según se explica en el punto anterior.

4. Se calcula el exponente a aplicando la fórmula:

$$a = 0.000000675 I^2 - 0.0000771 I^2 + 0.01792 I + 0.49239$$

5. Se estima la evapotranspiración en el mes considerado en función de la temperatura media mensual aplicando la fórmula:

$$E_i = 1.6 \frac{(10T)^a}{I}$$

También se puede recurrir al nomograma Núm. 3 que tiene la fórmula resuelta.

Ejemplo de aplicación. Con los mismos datos del ejemplo anterior, podemos calcular por este procedimiento la evapotranspiración del trigo en el Valle del Mayo.

En la tabla adjunta están ordenados los datos de temperaturas con los que se han calculado las eficiencias mensuales de la temperatura, obteniéndose un valor de 121.63 de la eficiencia anual. Con este dato se procede a calcular a cuyo valor aproximado es de 2.95.

Con los datos anteriormente calculados, se procede a aplicar la fórmula con la temperatura media mensual, mes a mes. Para valores de temperatura mayores de 26.5°C, los de la evapotranspiración prácticamente son iguales para cualquier valor de la "Eficiencia de la temperatura" y pueden obtenerse con ayuda de la Tabla Núm. 3.

CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION POR EL METODO DE THORNTHWAITE

MESES	Tem. media °C	γ	E_e en cm.	E_e traido cm.
Octubre	27.9	13.50	14.70	...
Noviembre	19.8	8.03	6.25	1.04
Diciembre	16.5	6.10	3.66	3.66
Enero	16.2	5.93	3.47	3.47
Febrero	15.4	5.49	2.99	2.99
Marzo	14.3	4.91	2.40	2.40
Abril	21.6	9.17	8.15	3.80
Mayo	25.1	11.50	12.63	...
Junio	28.7	14.09	15.32	...
Julio	31.6	16.30	17.12	...
Agosto	29.9	14.99	16.15	...
Septiembre	26.4	14.32	15.82	...
TOTAL		121.65	118.66	17.36

Se puede observar que el valor obtenido de evapotranspiración por este método para el trigo de un periodo vegetativo de 140 días, es bastante bajo y representa menos del 50% de lo obtenido por el método Gravimétrico que para el caso del Valle del Mayo, es aproximadamente de 38.2 centímetros.

Método de Blaney y Criddle. La fórmula obtenida por estos autores, relaciona la temperatura media de un lugar, con la luminosidad y la evapotranspiración, además introducen un factor de corrección que depende de la época de desarrollo de la planta y del cultivo considerado. Esta expresión es mucho más simple que la que obtuvo el Dr. Thornthwaite.

La fórmula de Blaney y Criddle es la siguiente:

$$E_t = KF$$

Donde:

E_t = Evapotranspiración total en centímetros.

K = Coeficiente de corrección que depende del cultivo y su época de desarrollo; es el promedio de los valores k mensuales.

F = Factor de temperatura y luminosidad; suma de f mensuales.

Blaney y Criddle, dan una serie de valores para K en una tabla publicada en un boletín del Departamento de Conservación de suelos del Departamento de Agricultura de los E.U.A., la cual reproducimos en la Tabla Núm. 4.

El factor de temperatura-luminosidad, se calcula en el periodo deseado mediante la siguiente ecuación:

$$f = \frac{t \times p}{100}$$

En donde:

T = Temperatura media para el periodo °F.

p = Porcentaje de horas luz para el periodo, respecto al total anual.

Si la temperatura se expresa en °C, la ecuación corregida es la siguiente:

$$f = p \left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right)$$

Los valores de la expresión

$$\left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right)$$

se encuentran tabulados en la Tabla Núm. 5.

En la Tabla Núm. 6 se pueden encontrar los valores del factor p para latitudes Norte de 15 a 32° en los doce meses del año.

Investigaciones más recientes efectuadas en el valle Imperial han encontrado que para zonas áridas con lluvias en verano, es necesario corregir el factor temperatura para ajustar convenientemente la relación Temperatura-Evapotranspiración. Esta corrección se logra introduciendo un nuevo coeficiente en la fórmula que denominaremos K_1 y cuyo valor está dado por la siguiente expresión:

$$K_1 = 0.03114t + 0.2396$$

Donde:

t = Temperatura en °C

En la Tabla Núm. 5 Bis, se encuentran los valores corregidos del factor t de acuerdo con la expresión anterior, es decir en la Tabla están los valores:

$$K_1 \times \frac{(t + 17.8)}{21.8}$$

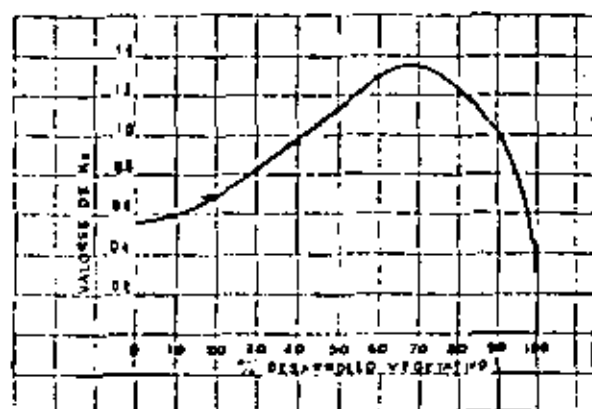
Ejemplo de aplicación. Puede aplicarse este método para calcular la evapotranspiración en el valle del Río Mayo, considerando los mismos valores de temperatura que en el ejemplo anterior. La latitud aproximada de la zona es de 27° norte; con este dato se calculan los porcentajes de horas-luz, en dicho lugar auxiliándose de la Tabla Núm. 6.

Para facilitar los cálculos se pueden tabular los valores como a continuación se indica:

CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN POR EL MÉTODO DE BLANEY Y CRIDDLE

M E S	Temperatura media °C	Valor de p	Factor (K ₁) P ₂ K ₂		Días	E ₀ = K ₁ f
Noviembre	19.8	7.36	1.477	10.87	3	0.587
Diciembre	16.5	7.31	1.185	8.66	31	6.495
Enero	16.2	7.43	1.161	8.62	31	9.309
Febrero	15.4	7.08	1.095	7.77	28	10.412
Marzo	14.3	8.38	1.008	8.45	31	9.041
Abril	21.6	8.65	1.648	14.26	16	2.283
El Total del Trigo						39,127

En la penúltima columna de la Tabla se tiene el valor del factor p por el factor f corregido; estos valores deben de multiplicarse por los coeficientes de desarrollo K₁, el cual varía de acuerdo a la época del crecimiento del cultivo. Para el caso del trigo en la región del Río Mayo, se han calculado los valores de este factor y se encuentran en la gráfica que a continuación se muestra:



Se puede observar que el valor del coeficiente varía desde 0.30 hasta 1.35 de acuerdo con la época de desarrollo.

Como desgraciadamente muchas veces no se tienen los datos necesarios para calcular los valores de K₁, solamente se podrá calcular el uso consuntivo potencial con auxilio de los coeficientes que proponen

Blaney y Criddle, los cuales como ya se ha dicho se representan en la Tabla Núm. 5.

En relación con los tres métodos que se han explicado, es de hacerse notar que el de Blaney y Criddle convenientemente calibrado para las diferentes zonas de características climatológicas similares del país, es indudablemente el que da mejores resultados, con la ventaja además, de ser un método relativamente sencillo de aplicar.

Existen otros métodos mucho más elaborados para calcular la evapotranspiración, en los cuales debe de mencionarse el de H. L. Penman. Este investigador efectuó una serie de experimentos en Rothamsted, Inglaterra, seleccionando la evaporación y la radiación solar; con base en los datos obtenidos dedujo una fórmula bastante compleja para calcular la evapotranspiración potencial.

La fórmula se puede expresar según la siguiente ecuación:

$$E_0 = \frac{DH + 0.27 E_a}{D + 0.27}$$

En donde:

E_0 = Evapotranspiración en milímetros.

E_a = Evaporación cuando la presión de vapor corresponde a la temperatura del aire.

H = Cantidad total de energía disponible para evaporación y calentamiento del aire, en milímetros por día.

D = Pendiente de la relación, evaporación-temperatura, cuando la temperatura sea la del aire.

Se han encontrado otras expresiones en función del balance de energía, midiendo la energía que recibe un cultivo y la que se refleja; para medirla,

se ha desarrollado en Australia un aparato llamado Evaporón.

El Dr. Thornthwaite, también ha logrado fabricar un aparato similar con resultados muy satisfactorios.

Estimación del intervalo de riego. Si se supone que:

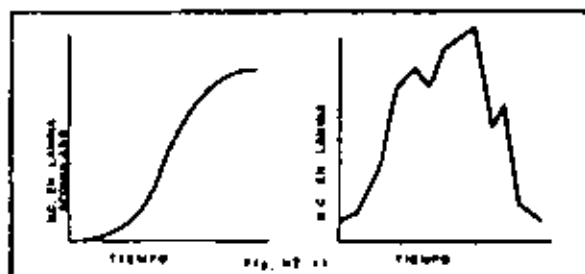
- L = Lámina de agua aplicada.
 $U.C.$ = Consumo diario de agua por la planta (Uso Consumitivo), en lámina.
 I = Intervalo de riego en días.

Entonces se tiene:

$$I = \frac{L}{U.C.}$$

Como puede notarse, conociendo el Uso Consumitivo o sea el consumo de agua por la planta, es fácil conocer el intervalo de riego.

El Uso Consumitivo diario no es un valor constante sino que va variando en función del desarrollo de las plantas. Si se registra en una gráfica la variación del uso del agua al través del tiempo, se obtiene una línea semejante a la de la figura:



Sin embargo para determinar los intervalos de riego, se pueden obtener los valores diarios con base en los promedios mensuales o quincenales. Para conocer el coeficiente de riego neto total, sólo interesa el valor del $U.C.$ total como se verá más adelante. Un método práctico para conocer los intervalos, es obtener la gráfica acumulativa, en la cual de acuerdo con las observaciones directas se pueden marcar los momentos en que se haga necesario el riego, según la variación de la humedad aprovechable relacionada con el esfuerzo de humedad del suelo y se tendrá para un cultivo determinado en una zona propuesta, los intervalos de riego y las láminas necesarias en cada caso (ver gráfica), más adelante se verá con más detalle un método de contabilidad para obtener fácilmente estos datos.

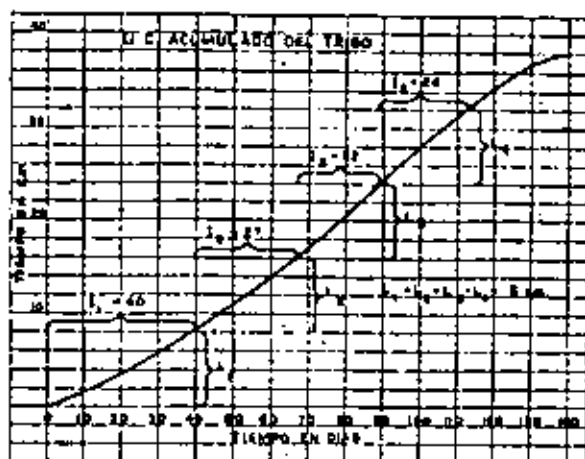


Fig. 12.

Ejemplo de aplicación. Supongamos las siguientes condiciones.

Cultivo. Trigo, variedad con ciclo vegetativo de 140 días. Suelo franco con las siguientes características:

Perfil uniforme, Densidad aparente 1.2; PMP a 15%, $CC.$ a 29%, se supone que puede utilizarse el 80% de la humedad aprovechable.

También se considera que la máxima demanda de agua del trigo se produce en los primeros 60 cm.: en pruebas efectuadas en el Distrito de Riego Núm. 38, Rio Mayo, se encontró que el consumo de agua por las raíces del trigo se efectúa de la siguiente manera:

En los primeros 15 cm. de profundidad el 35%; en los siguientes 15 cm., 30%; de 30 a 45 cm., el 18%, de 45 a 60 cm., el 12%, y de 60 cm. en adelante el 5%; de donde se deduce que el 95% del consumo del agua se presenta en los primeros 60 cm. de profundidad.

Por otra parte se tienen los siguientes valores del $U.C.$ obtenidos cada 14 días.

Por ciento de desarrollo	$U.C.$ en centímetros	Por ciento de desarrollo	$U.C.$ en centímetros
10	2.6 ✓	60	5.0 ✓
20	2.8 ✓	70	5.2 ✓
30	3.4 ✓	80	4.8 ✓
40	3.8 ✓	90	4.0 ✓
50	4.4 ✓	100	2.6 ✓

Para calcular los intervalos de riego se siguen los siguientes pasos:

19 Con los datos característicos del suelo, se calcula la lámina necesaria para humedecer hasta profundidad de campo, 60 centímetros de profundidad.

$$L = 0.8 (P_{\text{sc}} - P_{\text{dmp}}) \times P_0 + P_r$$

$$L = 0.8 (29 - 15) \times 1.2 \times 0.6$$

$$L = 8.06 \text{ cm.}$$

20 Se calcula el consumo medio diario; al iniciarse el ciclo vegetativo de la planta el consumo es muy pequeño, por lo que se pueden tomar el promedio de los 42 primeros días.

$$UC_{\text{diario}} = \frac{2.6 + 2.6 + 3.4}{42} = 0.205 \text{ cm.}$$

En la misma fórmula se pueden calcular los promedios diarios tomando los consumos observados cada 28 días por ejemplo.

30 Se calcula el intervalo de riego para cada periodo que será:

$$I_1 = \frac{8.06}{0.205} = 39 \text{ días } \checkmark$$

$$I_2 = \frac{8.06}{0.292} = 27 \text{ días} \quad \frac{3.8 + 4.4}{2.0} = 0.292$$

$$I_3 = \frac{8.06}{0.364} = 22 \text{ días} \quad \frac{5.0 + 5.2}{2.0} = 0.364$$

$$I_4 = \frac{8.06}{0.340} = 24 \text{ días}$$

Estos intervalos calculados en esta forma se pueden comprobar en la gráfica acumulativa del U. C. (Ver figura Núm. 14.)

Las láminas calculadas, son considerando un aprovechamiento íntegro del agua aplicada, por lo que es necesario estimar las láminas que debe aplicar el usuario teniendo en consideración su eficiencia de riego (término que se verá en el próximo capítulo).

Para determinar los intervalos de riego y las láminas por aplicar, se puede llevar un registro similar a los utilizados en contabilidad, en donde se van registrando las láminas disponibles, las salidas o disminuciones por concepto del consumo de agua por la planta y las entradas debidas a la lluvia efectiva, es decir, la que se infiltra.

Ejemplo de registro:

FECHA	LÁMINA DISPONIBLE Centímetros	U. C. (-) Centímetros	LLUVIA EFECTIVA (+) Centímetros
24-X-62...	3.00	0.25	0.00
25-X-62...	2.75	0.28	1.00
26-X-62...	3.60	0.25	0.00
9-XI-62...	0.25	0.25	0.00
10-XI-62...	6.00	0.25	0.25

Al hablar del consumo de agua por las plantas, no se había mencionado la aportada por la lluvia; a la parte del agua aprovechada por la planta de la precipitación pluvial, se le llama lluvia efectiva.

También se puede definir como lluvia efectiva aquella que humedece una capa de suelo, de un espesor tal que lleve dicha humedad hasta la zona radicular de las plantas para que éstas puedan aprovecharla.

La estimación del volumen aportado por lluvia efectiva es bastante difícil, pues depende de muchos factores, entre éstos se puede enumerar los siguientes: cubierta vegetal, textura, compactación del terreno, pendiente de éste, duración de la lluvia, su intensidad, etc.

Se puede expresar a la lluvia efectiva con la siguiente fórmula:

$$I_e = CL;$$

Donde:

I_e = Lluvia efectiva (lámina en cm.)

I = Lluvia real (lámina en cm.)

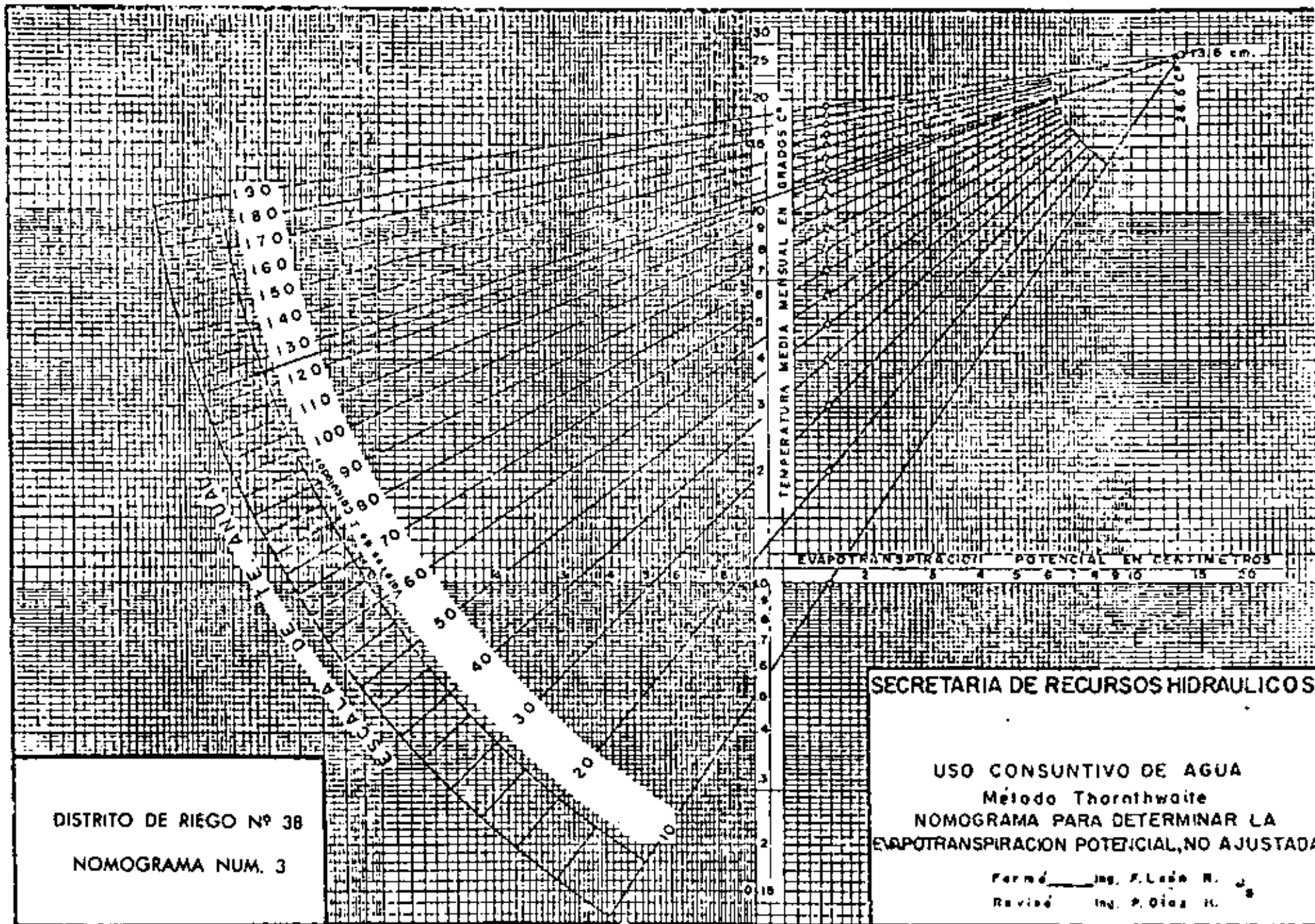
C = Coeficiente que depende del terreno, intensidad de la lluvia, duración, etc.

El valor del coeficiente varía desde muy cerca de la unidad hasta un mínimo cercano a cero. Los valores altos se presentan en terrenos permeables, secos, de poca pendiente y cuando la lluvia tiene una intensidad menor que la velocidad de infiltración del terreno; los mínimos se presentarán cuando las condiciones que prevalecen son las contrarias.

Para estimar este coeficiente es necesario experimentar, tomando en cuenta los factores que influyen en su variación. En el valle del río Mayo se han encontrado valores que fluctúan entre 0.75 y 0.35.

Respuestas de los cultivos a diferentes condiciones de humedad.

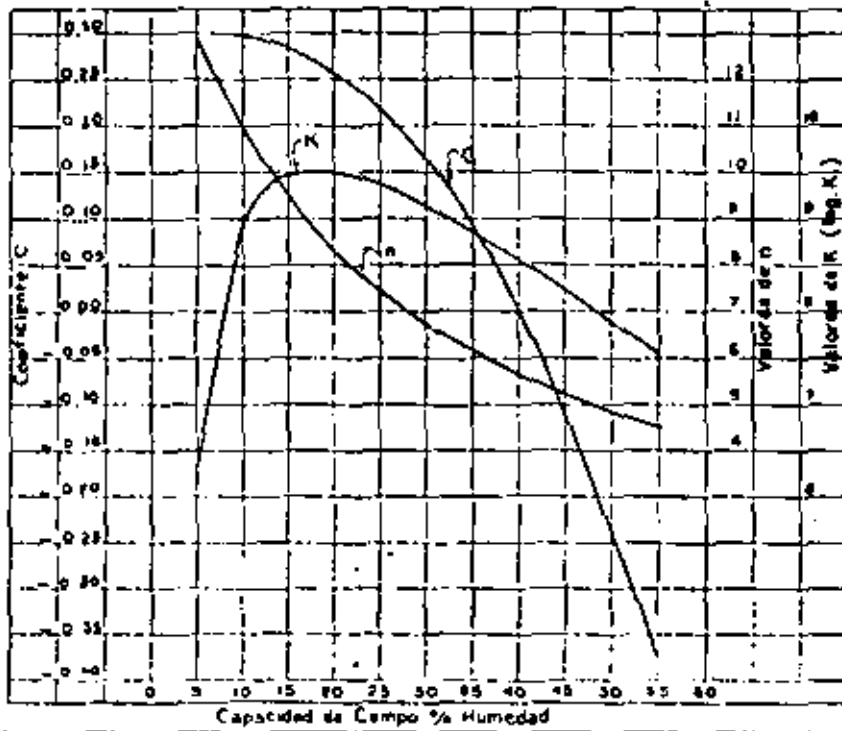
Se tiene la creencia de que es posible obtener las mejores cosechas de un cultivo, si se desarrolla en



FÓRMULA PARA CALCULAR LA TENSION DEL SUELO EN FUNCION DE SU PORCENTAJE DE HUMEDAD RESPECTO AL SUELO SECO Y GRAFICAS PARA OBTENER LOS PARAMETROS CON BASE EN LA CAPACIDAD DE CAMPO

Fórmula obtenida. $-T = \frac{k}{P_s^n} + C$

Expresión logarítmica $\log(T-C) = K - n \log P_s$



NOMOGRAMA PARA ESTIMAR EL GASTO NECESARIO PARA HUMEDECER 10 m² DE LA MELGA CON PENDIENTES DEL 0.5 POR CIENTO

(L) LAMINA DE AGUA NECESARIA PARA HUMEDECER LA ZONA RADICULAR EN CM.

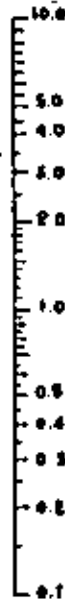


NOTA: PARA PENDIENTES DIFERENTES DEL 0.5 %
MULTIPLICAR POR EL FACTOR DE CORRECCION

SOLUCION

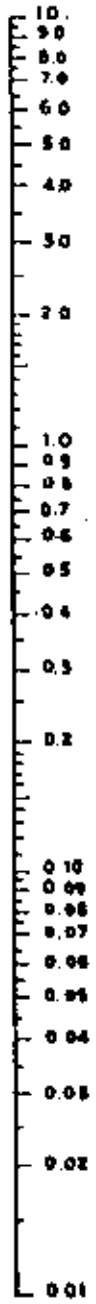


(1) VELOCIDAD DE INFILTRACION Cm/hr (BASICA)

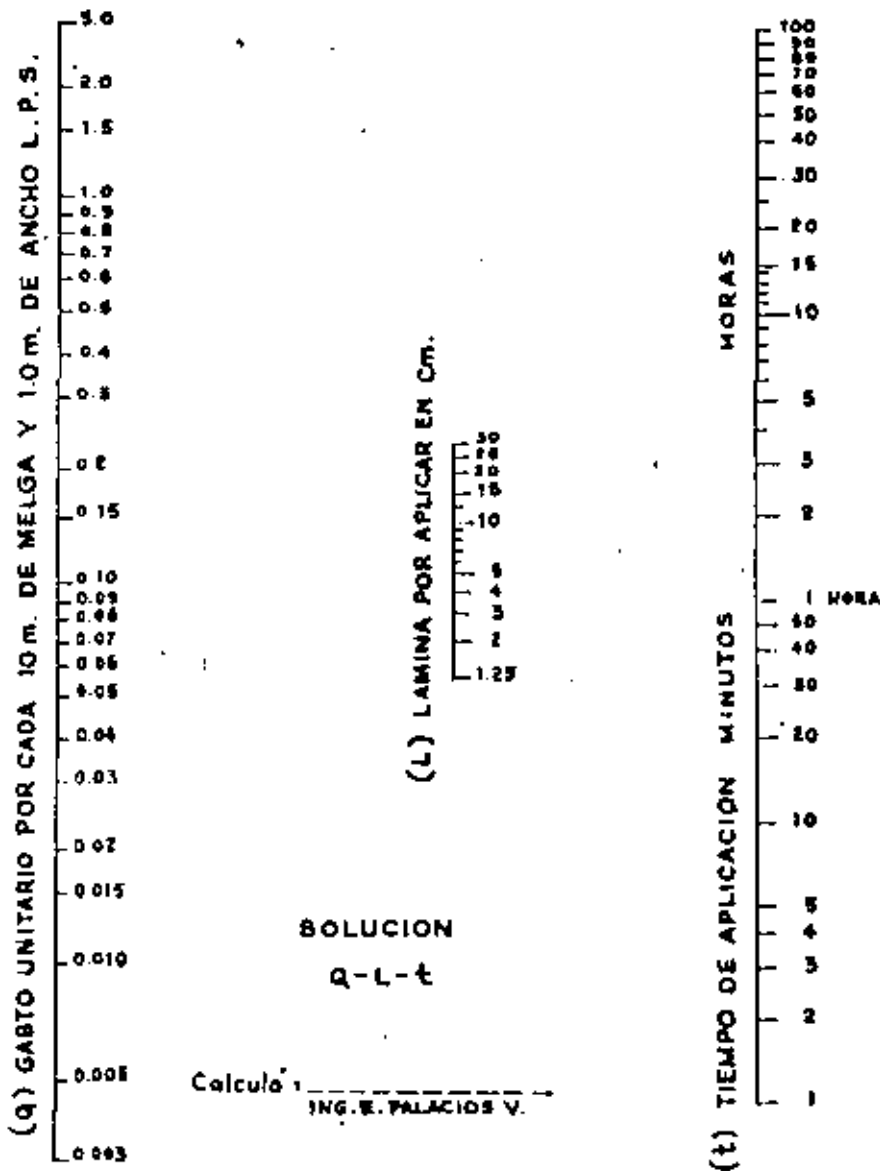


Calculo: _____
ING. E. PALACIOS V.

(Q) GASTO PARA CADA 10 m. DE MELGA Y 1.0 m. DE ANCHO EN L.P.S.



NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL TIEMPO NECESARIO DE
 APLICACION DE DIFERENTES LAMINAS
 PARA DIFERENTES VALORES DE GASTO



condiciones óptimas de humedad, es decir, con una tendencia a que la humedad aprovechable sea del cien por ciento durante el ciclo; sin embargo, se ha visto que varios cultivos se desarrollan mejor y dan mejores cosechas cuando en ciertas épocas se permite una disminución considerable en el nivel de humedad aprovechable.

Considerando que muchos de nuestros Distritos de Riego, sufren de una escasez crónica de agua, es muy conveniente investigar hasta qué niveles de humedad se puede llegar sin perjudicar el rendimiento de un cultivo y al respecto ya se han hecho varios trabajos experimentales aquí en el país, principalmente en el campo experimental de la Cal Grande, Gto.

Singleton, encontró que regando el maíz durante todo su ciclo, hasta que la humedad alcanzara un nivel tal, que el esfuerzo de humedad del suelo llegara a 9 atmósferas, obtenía rendimientos de 6.7 Ton./Ha., en cambio obtuvo 8.25 Ton./Ha. cuando en la época del espigamiento y jiloteo mantuvo el *E.H.S.* en valores menores de 0.4 atmósferas.

Fernández y Laird, investigando sobre el mismo campo, encontraron que el ciclo del maíz puede dividirse en 3 partes que son: el primero, de la siembra al espigamiento; el segundo, del espigamiento a la maduración y el tercero, de maduración a la cosecha, además lograron determinar que la época más sensible a la sequía es del espigamiento a la maduración. En el mismo trabajo encontraron que durante la primera parte de su desarrollo, puede dejarse subir el *E.H.S.* hasta 10 atmósferas; durante la segunda o sea la más sensible sólo hasta 6 atmósferas. A mayores esfuerzos se tienen disminuciones muy considerables del rendimiento y por último en la tercera etapa son permisibles, esfuerzos hasta de 8 atmósferas.

Experimentos similares se han hecho en otras regiones y con otros cultivos (Laird Núñez y Hernández) por ejemplo el trigo, encontrando que por lo general la época crítica en lo que respecta a los niveles de humedad del suelo, se presenta durante la floración, pues si en esta época se llega a valores muy altos del *E.H.S.* se tienen reducciones en los rendimientos.

Se cree conveniente insistir en que es necesario relacionar las variaciones de humedad aprovechable con las del esfuerzo de humedad del suelo, ya que la presión osmótica puede influir notablemente en su variación y para un mismo nivel de humedad se pueden tener valores distintos del *E.H.S.*, por lo que

de no tenerse en consideración es posible ocasionar reducción en los rendimientos.

Es recomendable experimentar con otros cultivos, y en otras zonas para poder tener una base más racional, respecto a los niveles de humedad aprovechable, hasta los que es posible llegar sin un perjuicio en los rendimientos de las plantas.

TABLA 1
PROFUNDIDADES DE LAS RAICES
DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS

CULTIVOS	Profundidad de la zona radicular
	Metros
Alfalfa.....	1.50 a 3.00
Alcachofa.....	1.20
Espartero.....	1.80 a 3.00
Frijol.....	0.90
Remolacha azucarera.....	1.20 a 1.80
Betabel.....	0.60 a 0.90
Frambuesa y zarzamora.....	1.20 a 1.80
Brécoli.....	0.60
Col.....	0.60
Melón Cantalupo.....	1.20 a 1.80
Zanahoria.....	0.60 a 0.90
Coliflor.....	0.60
Citrina.....	1.20 a 1.80
Maíz dulce.....	0.90
Maíz.....	1.20 a 1.50
Caña de azúcar.....	1.00
Algodón.....	1.20 a 1.80
Pepinos.....	0.60 a 0.90
Frutales de hojas caducas.....	1.80 a 2.40
Cereales de grano pequeño: (Trigo, cebada, etc.).....	1.20
Sorgo.....	1.20
Yid.....	1.50 a 3.00
Zarzas forrajeras.....	0.90 a 1.20
Trébol "ladino".....	0.80
Lechuga.....	0.30 a 0.45
Melón ordinario.....	1.20 a 1.50
Nueces, avellano.....	1.20 a 1.80
Cebollas.....	0.45
Pastinaca.....	0.90
Cacahuate.....	0.60
Chicharos.....	0.90 a 1.20
Papas.....	0.90 a 1.20
Camote.....	1.20 a 1.80
Calabaza.....	1.80
Rábanos.....	0.30 a 0.45
Soya.....	0.90 a 1.20
Espinacas.....	0.60
Calabacita.....	0.90
Fresas.....	0.90 a 1.20
Tubero.....	1.20
Bitamate.....	1.50 a 3.00
Nabo.....	0.90
Nuez de nogal.....	3.60
Sandías.....	1.80

Tomado de Irrigado Soil Moisture Measurement System.

TABLA NUM. 2

TABLA PARA CALCULAR EL VALOR MENSUAL DE T-E
 $\epsilon = (T/5) 1.514$

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
001	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07
1	.09	.10	.12	.13	.15	.16	.18	.20	.21	.23
2	.25	.27	.29	.31	.33	.35	.37	.39	.42	.44
3	.46	.48	.51	.53	.56	.58	.61	.63	.66	.69
4	.71	.74	.77	.80	.82	.85	.88	.91	.94	.97
5	1.00	1.03	1.06	1.09	1.12	1.16	1.19	1.22	1.25	1.29
6	1.32	1.35	1.39	1.42	1.45	1.49	1.52	1.56	1.59	1.63
7	1.66	1.70	1.74	1.77	1.81	1.85	1.89	1.92	1.96	2.00
8	2.04	2.08	2.12	2.15	2.19	2.23	2.27	2.31	2.35	2.39
9	2.44	2.48	2.52	2.56	2.60	2.64	2.69	2.73	2.77	2.81
10	2.86	2.90	2.94	2.99	3.03	3.08	3.12	3.16	3.21	3.25
11	3.30	3.34	3.39	3.44	3.48	3.53	3.58	3.62	3.67	3.72
12	3.76	3.81	3.86	3.91	3.96	4.00	4.05	4.10	4.15	4.20
13	4.25	4.30	4.35	4.40	4.45	4.50	4.55	4.60	4.65	4.70
14	4.75	4.81	4.86	4.91	4.96	5.01	5.07	5.12	5.17	5.22
15	5.28	5.35	5.38	5.44	5.49	5.55	5.60	5.65	5.71	5.76
16	5.82	5.87	5.93	5.98	6.04	6.10	6.15	6.21	6.26	6.32
17	6.38	6.44	6.49	6.55	6.61	6.66	6.72	6.78	6.84	6.90
18	6.95	7.01	7.07	7.13	7.19	7.25	7.31	7.37	7.43	7.49
19	7.55	7.61	7.67	7.73	7.79	7.85	7.91	7.97	8.03	8.10
20	8.16	8.22	8.28	8.34	8.41	8.47	8.53	8.59	8.66	8.72
21	8.78	8.85	8.91	8.97	9.04	9.10	9.17	9.23	9.29	9.36
22	9.42	9.49	9.55	9.62	9.68	9.75	9.82	9.88	9.95	10.01
23	10.08	10.15	10.21	10.28	10.35	10.41	10.48	10.55	10.62	10.68
24	10.75	10.82	10.89	10.95	11.02	11.09	11.16	11.23	11.30	11.37
25	11.44	11.50	11.57	11.64	11.71	11.78	11.85	11.92	11.99	12.06
26	12.13	12.21	12.28	12.35	12.42	12.49	12.56	12.63	12.70	12.78
27	12.85	12.92	12.99	13.07	13.14	13.21	13.28	13.36	13.43	13.50
28	13.58	13.65	13.72	13.80	13.87	13.94	14.02	14.09	14.17	14.24
29	14.32	14.39	14.47	14.54	14.62	14.69	14.77	14.84	14.92	14.99
30	15.07	15.15	15.22	15.30	15.38	15.45	15.53	15.61	15.68	15.76
31	15.84	15.92	15.99	16.07	16.15	16.23	16.30	16.39	16.46	16.54
32	16.62	16.70	16.78	16.85	16.93	17.01	17.09	17.17	17.25	17.33
33	17.41	17.49	17.57	17.65	17.73	17.81	17.89	17.97	18.05	18.13
34	18.22	18.30	18.38	18.46	18.54	18.62	18.70	18.79	18.87	18.95
35	19.03	19.11	19.20	19.28	19.36	19.45	19.53	19.61	19.69	19.78
36	19.86	19.95	20.03	20.11	20.20	20.28	20.36	20.45	20.53	20.62
37	20.70	20.79	20.87	20.96	21.04	21.13	21.21	21.30	21.38	21.47
38	21.56	21.64	21.73	21.81	21.90	21.99	22.07	22.16	22.25	22.33
39	22.42	22.51	22.59	22.68	22.77	22.86	22.95	23.03	23.12	23.21
40	23.30

TABLA NUM. 3

TABLA DE EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL CUANDO LA TEMPERATURA
MEDIA MENSUAL EXCEDE DE 26.5°C.

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
26	13.50	13.59	13.68	13.77	13.86	09
27	13.95	14.03	14.12	14.20	14.29	14.37	14.45	14.53	14.62	14.70	084-082
28	14.78	14.86	14.94	15.01	15.09	15.17	15.24	15.32	15.39	15.47	078-074
29	15.54	15.61	15.68	15.75	15.82	15.89	15.95	16.02	16.09	16.15	070-064
30	16.21	16.27	16.33	16.40	16.46	16.52	16.58	16.63	16.69	16.74	062-056
31	16.80	16.85	16.91	16.96	17.02	17.07	17.12	17.17	17.21	17.26	054-049
32	17.31	17.35	17.40	17.44	17.49	17.53	17.57	17.61	17.64	17.68	044-038
33	17.72	17.76	17.79	17.83	17.86	17.90	17.93	17.96	17.99	18.02	036-030
34	18.05	18.08	18.10	18.13	18.15	18.18	18.20	18.22	18.25	18.27	026-022
35	18.29	18.31	18.32	18.34	18.35	18.37	18.38	18.39	18.41	18.42	016-012
36	18.43	18.44	18.45	18.45	18.46	18.47	18.47	18.48	18.48	18.49	008-004
37	18.49	18.49	18.49	18.50	18.50	18.50	002
38	18.50

Nota: Los valores después de 26.5°C, son los mismos para cualquier valor de T. E. anual.

TABLA NUM. 4

COEFICIENTE DE USO CONSUNTIVO PARA DEFINIR EL CULTIVO

CULTIVO	Periodo de crecimiento	Coeficiente K
Algodón	7 meses	0.60 a 0.65
Alfalfa	Entre heladas	0.80 a 0.85
	En invierno	0.60
Arroz	3 a 5 meses	1.00 a 1.20
Cereales	3 meses	0.75 a 0.85
Citricos	7 meses	0.50 a 0.65
Frijol	3 meses	0.60 a 0.70
Jilote	4 meses	0.70
Mata	4 meses	0.75 a 0.85
Nogales	Todo el año	0.70
Papa	3 a 5 meses	0.65 a 0.75
Patos	Todo el año	0.75
Remolacha	6 meses	0.65 a 0.75
Sorgo	4 a 5 meses	0.70
Trébol ladino	Todo el año	0.80 a 0.85

Nota: Los valores más pequeños son para regiones costeras y los mayores para áridas.

Tomado de H. F. Blaney y W. L. Criddle, Determining Water Demand from Climatological Data, U.S. D.A., Soil Conservation Service, 608-TP-94.

TABLA NUM. 5

VALORES DE LA EXPRESION $\frac{t+17.8}{21.6}$ EN RELACION CON TEMPERATURAS MEDIAS EN °C. PARA USARSE EN LA FORMULA DE BLANEY Y CRIDDLE

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0.954	0.959	0.963	0.968	0.972	0.977	0.982	0.986	0.991	0.995
4	1.000	1.005	1.009	1.014	1.018	1.023	1.028	1.032	1.037	1.041
5	1.046	1.050	1.055	1.060	1.064	1.069	1.074	1.078	1.083	1.087
6	1.092	1.096	1.101	1.106	1.110	1.115	1.119	1.124	1.128	1.133
7	1.138	1.142	1.147	1.151	1.156	1.161	1.165	1.170	1.174	1.179
8	1.183	1.188	1.193	1.197	1.202	1.206	1.211	1.216	1.220	1.225
9	1.229	1.234	1.239	1.243	1.248	1.252	1.257	1.261	1.266	1.271
10	1.275	1.279	1.284	1.289	1.294	1.298	1.304	1.307	1.312	1.317
11	1.321	1.326	1.330	1.335	1.339	1.344	1.349	1.354	1.358	1.362
12	1.367	1.372	1.376	1.381	1.385	1.390	1.394	1.400	1.404	1.408
13	1.413	1.417	1.422	1.427	1.431	1.436	1.440	1.445	1.450	1.454
14	1.459	1.463	1.468	1.472	1.477	1.482	1.486	1.491	1.495	1.500
15	1.505	1.509	1.514	1.518	1.523	1.528	1.532	1.537	1.541	1.546
16	1.551	1.555	1.560	1.564	1.569	1.573	1.578	1.583	1.587	1.592
17	1.596	1.601	1.606	1.610	1.615	1.619	1.624	1.628	1.633	1.638
18	1.642	1.647	1.651	1.656	1.661	1.665	1.670	1.674	1.679	1.683
19	1.688	1.693	1.697	1.702	1.706	1.711	1.716	1.720	1.725	1.729
20	1.734	1.739	1.743	1.748	1.752	1.757	1.761	1.766	1.771	1.775
21	1.780	1.784	1.789	1.794	1.798	1.803	1.807	1.812	1.817	1.821
22	1.826	1.830	1.835	1.839	1.844	1.849	1.853	1.858	1.862	1.867
23	1.872	1.876	1.881	1.885	1.890	1.894	1.899	1.904	1.908	1.913
24	1.917	1.922	1.927	1.931	1.936	1.940	1.945	1.950	1.954	1.959
25	1.963	1.968	1.972	1.977	1.982	1.986	1.991	1.995	2.000	2.004
26	2.009	2.014	2.018	2.023	2.028	2.032	2.037	2.041	2.046	2.050
27	2.055	2.060	2.064	2.069	2.073	2.078	2.083	2.087	2.092	2.096
28	2.101	2.106	2.110	2.115	2.119	2.124	2.128	2.133	2.138	2.142
29	2.147	2.151	2.156	2.161	2.165	2.170	2.174	2.179	2.183	2.188
30	2.193	2.197	2.202	2.206	2.211	2.216	2.220	2.225	2.229	2.234
31	2.239	2.243	2.248	2.252	2.257	2.261	2.266	2.271	2.275	2.280
32	2.284	2.289	2.294	2.298	2.303	2.307	2.312	2.317	2.321	2.326
33	2.330	2.335	2.339	2.344	2.349	2.353	2.358	2.362	2.367	2.372
34	2.376	2.381	2.385	2.390	2.394	2.399	2.404	2.408	2.413	2.417
35	2.422	2.427	2.431	2.436	2.440	2.445	2.450	2.454	2.459	2.463

TABLA NUM. 5 BIS

VALORES DE LA EXPRESION $K_1 \left(\frac{1+17.8}{21.8} \right)$ EN RELACION CON LAS TEMPERATURAS MEDIAS EN °C. PARA USARSE EN LA FORMULA DE BLANEY Y CRIDDLE

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0.317	0.322	0.327	0.331	0.335	0.340	0.345	0.349	0.354	0.359
4	0.364	0.369	0.373	0.378	0.381	0.386	0.390	0.395	0.400	0.405
5	0.413	0.418	0.423	0.428	0.433	0.439	0.444	0.449	0.455	0.460
6	0.465	0.470	0.476	0.481	0.487	0.492	0.498	0.503	0.509	0.514
7	0.520	0.526	0.531	0.537	0.543	0.549	0.554	0.560	0.566	0.572
8	0.578	0.584	0.590	0.596	0.602	0.608	0.614	0.620	0.626	0.632
9	0.639	0.645	0.651	0.657	0.664	0.670	0.676	0.682	0.688	0.694
10	0.702	0.708	0.715	0.722	0.729	0.735	0.742	0.748	0.755	0.762
11	0.768	0.775	0.782	0.789	0.796	0.803	0.810	0.817	0.824	0.830
12	0.838	0.845	0.852	0.859	0.866	0.874	0.880	0.889	0.895	0.902
13	0.910	0.917	0.925	0.932	0.939	0.947	0.954	0.962	0.970	0.977
14	0.985	0.992	1.000	1.008	1.016	1.024	1.031	1.039	1.047	1.055
15	1.063	1.071	1.079	1.086	1.095	1.103	1.111	1.119	1.127	1.135
16	1.143	1.152	1.160	1.168	1.175	1.185	1.193	1.202	1.210	1.219
17	1.227	1.235	1.244	1.253	1.262	1.270	1.279	1.287	1.296	1.305
18	1.313	1.322	1.331	1.340	1.349	1.357	1.367	1.375	1.385	1.393
19	1.403	1.412	1.421	1.430	1.439	1.448	1.458	1.467	1.476	1.485
20	1.495	1.505	1.513	1.521	1.531	1.542	1.551	1.561	1.571	1.580
21	1.590	1.599	1.609	1.619	1.629	1.639	1.648	1.658	1.668	1.678
22	1.688	1.697	1.708	1.717	1.728	1.738	1.748	1.758	1.768	1.779
23	1.789	1.799	1.810	1.819	1.830	1.840	1.851	1.861	1.871	1.882
24	1.892	1.903	1.914	1.924	1.935	1.945	1.956	1.967	1.977	1.988
25	1.999	2.010	2.020	2.031	2.042	2.053	2.064	2.074	2.086	2.096
26	2.108	2.119	2.130	2.141	2.153	2.164	2.175	2.186	2.198	2.208
27	2.220	2.232	2.243	2.255	2.265	2.277	2.289	2.300	2.312	2.323
28	2.335	2.345	2.358	2.370	2.382	2.394	2.405	2.417	2.430	2.441
29	2.453	2.464	2.477	2.489	2.500	2.513	2.525	2.537	2.549	2.561
30	2.574	2.586	2.598	2.610	2.623	2.635	2.647	2.660	2.672	2.685
31	2.698	2.710	2.723	2.734	2.747	2.760	2.773	2.786	2.798	2.811
32	2.822	2.836	2.850	2.862	2.875	2.887	2.900	2.914	2.927	2.940
33	2.954	2.968	2.978	2.992	3.006	3.018	3.032	3.045	3.058	3.072
34	3.085	3.098	3.111	3.125	3.136	3.152	3.166	3.179	3.193	3.206
35	3.220	3.234	3.247	3.261	3.274	3.289	3.303	3.316	3.330	3.344

TABLA NUM. 6

PORCENTAJES DE HORAS-LUZ EN EL DIA PARA CADA MES DEL AÑO EN RELACION AL NUMERO TOTAL EN UN AÑO

M E S E S

Lat. (Gr.)	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.
15°	7.94	7.47	8.41	8.45	8.98	8.80	9.03	8.83	8.27	8.26	7.75	7.48
16°	7.94	7.35	8.44	8.48	9.01	8.83	9.07	8.85	8.27	8.24	7.72	7.46
17°	7.96	7.32	8.43	8.48	9.04	8.87	9.11	8.87	8.27	8.23	7.80	7.50
18°	7.93	7.30	8.42	8.50	9.09	8.92	9.16	8.90	8.27	8.21	7.66	7.44
19°	7.94	7.28	8.41	8.51	9.14	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.41
20°	7.94	7.26	8.41	8.53	9.14	9.00	9.23	8.95	8.29	8.17	7.59	7.40
21°	7.94	7.24	8.40	8.54	9.18	9.05	9.29	8.98	8.29	8.15	7.54	7.40
22°	7.94	7.21	8.40	8.56	9.22	9.09	9.33	9.00	8.30	8.13	7.50	7.35
23°	7.94	7.19	8.40	8.57	9.24	9.12	9.35	9.02	8.30	8.11	7.47	7.30
24°	7.94	7.17	8.40	8.60	9.30	9.20	9.41	9.05	8.31	8.09	7.43	7.16
25°	7.93	7.13	8.39	8.61	9.32	9.22	9.43	9.08	8.30	8.08	7.40	7.41
26°	7.94	7.12	8.40	8.64	9.38	9.30	9.49	9.10	8.31	8.08	7.36	7.35
27°	7.94	7.10	8.38	8.65	9.40	9.32	9.52	9.13	8.32	8.03	7.36	7.31
28°	7.94	7.07	8.39	8.68	9.46	9.38	9.58	9.16	8.32	8.02	7.22	7.27
29°	7.93	7.04	8.37	8.70	9.49	9.43	9.61	9.19	8.31	8.00	7.24	7.20
30°	7.93	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.34	7.98	7.19	7.14
31°	7.93	7.00	8.38	8.73	9.57	9.54	9.72	9.24	8.33	7.93	7.15	7.09
32°	7.93	6.97	8.37	8.75	9.63	9.60	9.77	9.28	8.34	7.93	7.11	7.05

Tomada de Blaney, H. F. y W. D. Criddle SCS-TP-96 U.S.D.A. Soil Conservation Service

CAPÍTULO III

¿CÓMO REGAR?

Teóricamente de acuerdo con lo que se ha visto, ya es posible cuantificar las láminas por aplicar y determinar el momento de regar, sin embargo se presenta el serio problema de estimar la cantidad de agua que se necesita tomar en la bocanoma de la presa de almacenamiento, de derivación o bien de la bomba para entregar las láminas calculadas; por otra parte, éstas generalmente son muy pequeñas y por lo mismo difícilmente se aplicarán sin desperdicio. Por tanto es necesario evaluar la eficiencia del sistema de conducción y también la de aplicación.

Eficiencia de riego. Se denomina eficiencia de riego de un sistema, a la relación que existe entre el volumen usado por las plantas (evapotranspiración) y el volumen derivado de la fuente de abastecimiento más el aportado por las lluvias efectivas.

Ejemplo. Si en un sistema se tienen 5,000 Ha. de trigo y 3,000 Ha. de algodón y para su cosecha ha sido necesario derivar 9,600,000 m.³, y durante su periodo vegetativo se han aprovechado 800,000 m.³ más, por concepto de lluvia efectiva, la eficiencia del sistema será:

CULTIVO	Superficie Hectáreas	U. C. por metro	Volumen U. C. Metros ³
Trigo.....	5 000	0.40	2 000 000
Algodón...	3 000	0.70	2 100 000
TOTAL..	8 000	...	4 100 000

$$E = \frac{4\ 100\ 000 \times 100}{9\ 600\ 000 + 800\ 000} = 39.4\%$$

La eficiencia en el sistema de conducción, se puede definir como la relación que existe entre el agua entregada en el terreno por regar y el agua derivada con este fin, es decir:

$$E_c = \frac{A_p}{A_d} \times 100$$

Donde:

E_c = Eficiencia en la conducción.

A_p = Agua que llega al terreno.

A_d = Agua derivada.

Esta eficiencia puede ser de cerca de 100% cuando la conducción se efectúa por medio de tuberías como en el caso del riego por aspersión, hasta de un 10 o 20% cuando se efectúa por canales en mal estado y construidos sobre terrenos muy ligeros, incluso se da el caso de eficiencia del 0% cuando el agua derivada no llega al terreno debido a las fugas.

Coficiente de riego bruto. Es la lámina aplicada a un terreno cultivado, incluyendo las pérdidas de conducción.

Coficiente de riego neto. Es la lámina aplicada al terreno cultivado, sin considerar las pérdidas de conducción.

Por lo que se reduce que la eficiencia en la conducción también es la relación entre el coeficiente de riego neto y el bruto.

La eficiencia en la aplicación, es la relación entre la lámina de uso consuntivo de agua o U.C. y el coeficiente de riego neto. Puede darse el caso de que el agua aplicada sea menor que el U.C., por lo que podemos también definir como eficiencia en la aplicación a la relación entre el agua infiltrada en la zona radicular y el agua aplicada que incluye el agua escurrida superficialmente y el agua percolada más abajo de la zona radicular.

Las pérdidas de agua en un sistema de riego pueden ser las siguientes:

1. Infiltración en los vasos de almacenamiento.
2. Evaporación de los vasos.
3. Infiltración en canales.
4. Evaporación en canales.
5. Fugas en los canales.
6. Infiltración en el sistema de distribución del usuario.
7. Evaporación en el sistema de distribución del usuario.
8. Fugas en el sistema de la distribución del usuario.
9. Percolación en la aplicación.
10. Escurrimiento superficial en la aplicación.

Las dos primeras que se han enumerado, a pesar de su importancia generalmente no se toman en cuenta en la evaluación de un sistema de riego, las ocho restantes son las que influyen directamente en dicha eficiencia.

De éstas las más importantes son las de infiltración en los canales principales, en el sistema de

distribución de la red menor y las de percolación en la aplicación, que constituye generalmente un cierto porcentaje de las pérdidas por sobre riego.

El análisis y cuantificación de las pérdidas merecen un capítulo aparte debido a la multitud de factores que influyen en ellas y por ahora tan sólo se indicará que las pérdidas totales en el sistema son:

$$P = V_0 - V_{uc}$$

En donde:

P = Volumen de pérdidas totales.

V_0 = Volumen utilizado (volumen derivado + volumen de lluvia efectiva).

V_{uc} = Volumen de Uso Consumitivo.

Estas pérdidas totales se dividen en dos grandes grupos que son las pérdidas por conducción y las pérdidas debidas al sobre riego del usuario.

Las pérdidas de conducción se estiman con base en afloras. Para calcular las pérdidas de conducción totales, se aflora el gasto extraído de la fuente de abastecimiento y el gasto entregado a los terrenos en el momento de regar. Generalmente es de esperarse cierto error al aflorar, sin embargo si se tiene un número muy grande de éstos, pueden calcularse los volúmenes con una aproximación bastante buena y la determinación de las pérdidas tenderá a aproximarse a la realidad.

Para calcular las pérdidas de conducción de un sistema pueden utilizarse métodos estadísticos, calculando la regresión entre los gastos extraídos en la fuente de abastecimiento y los entregados en los terrenos.

Por ejemplo, en un sistema se ha calculado esta regresión encontrándose la siguiente ecuación que relaciona el gasto extraído con el gasto entregado y que es la siguiente:

$$Q_0 = 1.688 Q_1 - 0.061$$

Q_0 = Gasto extraído.

Q_1 = Gasto servido en los terrenos.

En donde:

$$p = Q_0 - Q_1$$

$$p = 1.688 Q_1 - 0.061 - Q_1$$

$$p = 0.688 Q_1 - 0.061$$

Estas pérdidas se pueden expresar en porcentaje.

$$d = \frac{(0.688 Q_1 - 0.061) \times 100}{1.688 Q_1 - 0.061}$$

La eficiencia en la conducción puede servir de índice para calificar un sistema y hasta cierto punto permite conocer la bondad de su operación; por comparación entre las eficiencias obtenidas en diferentes ciclos agrícolas, se puede saber si se ha mejorado ésta.

La eficiencia en la aplicación indica cómo maneja el agua el agricultor. También por comparación entre las eficiencias obtenidas en varios ciclos agrícolas, se puede saber si se han mejorado los métodos de riego y si se han aplicado láminas adecuadas.

MÉTODOS DE RIEGO

A continuación se presenta un intento de clasificación en función de sus características más notables.

I. MÉTODOS SUPERFICIALES.

A. INUNDACIÓN.

1. Desbordamiento.

a) Zanjas en contorno.

b) Zanjas normales a curvas de nivel.

2. Secciones grandes de inundación.

a) Rectangulares.

b) En contorno.

3. Melgas o plateabandas.

a) A nivel.

b) Con pendiente.

B. SURCOS.

1. Surcos profundos normales meloneros

2. Surcos en contorno.

3. Surcos de poca profundidad.

II. MÉTODOS SUBTERRANEOS.

A. ZANJAS LATERALES.

B. TUBERIAS SUBTERRANEAS.

C. NATURAL.

III. MÉTODOS AFREOS.

A. ASPERSION EN CIRCULO.

1. Con aspersores rotatorios.

2. Con aspersores fijos.

B. ASPERSION EN RECTANGULOS.

1. Tubos perforados.

2. Aspersores fijos.

De los enumerados, tan sólo nos referiremos a dos, por ser los más utilizados, el riego por melga y el riego por surco.

Antes de ver las características de estos métodos y las bases para su diseño, es importante definir lo que es la infiltración.

La infiltración es la penetración lenta del agua a través de los poros del suelo. También se puede definir como el paso del agua de la superficie al interior del suelo, con objeto de diferenciar del término conductividad hidráulica.

Velocidad de infiltración, es la relación entre una lámina de agua que se infiltra y el tiempo que tarda en hacerlo, generalmente se expresa en cm./minuto o cm./hora; por abreviar a la velocidad de infiltración, también suele llamársele solamente infiltración.

La infiltración no es un valor constante, depende de varios factores, principalmente de la carga y del tiempo.

Si se considera una carga más o menos constante, la velocidad de infiltración varía respecto al tiempo siguiendo una ley hiperbólica, que se puede expresar como:

$$I = K t^n$$

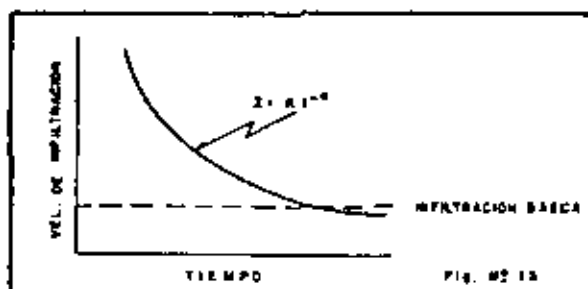
I = Velocidad de infiltración.

K = Constante.

n = Exponente (negativo).

t = Tiempo.

Gráficamente se obtiene una curva como la de la figura.



Se llama infiltración básica a la velocidad de infiltración que más o menos permanece constante, es decir, cuando la variación respecto al tiempo es muy pequeña.

MEDIDAS DE INFILTRACION

La velocidad de infiltración, puede estimarse en el laboratorio, mediante pruebas sobre muestras al-

teradas o inalteradas, sin embargo, como la velocidad de infiltración además de depender de las características físicas del suelo, depende de la preparación que se le da a éste para el cultivo, los datos sobre la infiltración, que se utilizan en el diseño de melgas y surcos se tienen que obtener en pruebas directas sobre el campo.

Pruebas de campo. Para medir la velocidad de infiltración, se utilizan varios aparatos; los más sencillos son los infiltrómetros de anillo, utilizando principalmente para medir la infiltración en melgas, también existen infiltrómetros de surco y los infiltrógrafos para melgas y surco; además es posible medir directamente en el terreno el agua que se infiltra mediante aforos a la entrada y en la salida.

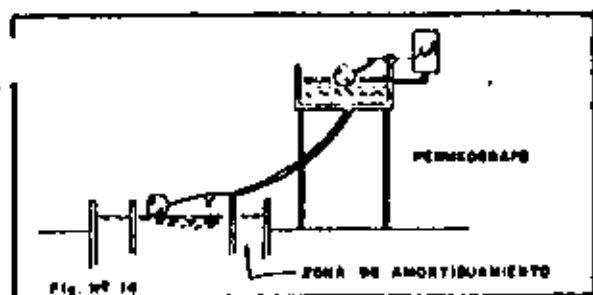
a) *Medición de la infiltración con infiltrómetro de anillo.*

Estos aparatos consisten simplemente en un anillo de lámina galvanizada, que se entierra unos 5 cm. y después se llena de agua, teniendo cuidado de colocar una hoja plástica impermeable antes de llenarlo, a fin de evitar que se moje el terreno antes de iniciar los preparativos para la medición; es posible improvisar este aparato con una lata de aceite de 5 litros o algo parecido. La lámina infiltrada se mide mediante un tornillo micrométrico, parecido a los utilizados en los evaporímetros, incluso es posible medirla con uno de ellos.

En los terrenos pesados puede haber una difusión del agua infiltrada hacia los lados, es decir, se tendría una componente horizontal muy importante de la infiltración que daría resultados muy dispares de los reales; para evitar esto, se acostumbra poner un segundo anillo concéntrico exterior, que nos sirve para formar alrededor del infiltrómetro una zona de amortiguación.

b) *Infiltrómetro para surco.* Consiste en dos láminas galvanizadas que se entierran perpendicularmente al surco, quedando un depósito entre ellas, para medir las láminas en igual forma que en el caso anterior.

c) *Aparatos registradores.* Los infiltrógrafos consisten fundamentalmente en un infiltrómetro común, que se mantiene a carga constante mediante una válvula controlada con un flotador y que es alimentada por un tanque en el que se va registrando la variación del nivel por medio de una plumi-lla adaptada a un flotador que escribe sobre un cilindro movido por un sistema de relojería.



d) Se puede medir directamente la infiltración, midiendo por diferencias el gasto que se infiltra en una superficie determinada, obteniéndose la infiltración básica.

$$I_b = \frac{q_1 - q_2}{d \times e}$$

En donde:

- I_b = Infiltración básica.
- q_1 = Gasto a la entra del surco o melga.
- q_2 = Gasto a la salida del surco o melga.
- d = Longitud del surco o melga.
- e = Ancho del surco o melga.

Lámina infiltrada. La lámina infiltrada se puede deducir en función de la velocidad de infiltración y del tiempo que se tenga el agua sobre el terreno; sin embargo, debido a que la infiltración varía con el tiempo, es necesario integrar por tanto:

$$L = \int_{x=0}^x v \, dt \quad (1)$$

$$L = \frac{k(1-n)}{(1-n)} \quad (2)$$

Generalmente lo que interesa conocer es el tiempo que es necesario mantener el agua sobre el terreno para que se infiltre una lámina determinada, por lo que despejando t en (2) tenemos:

$$t = \left[\frac{L(1-n)}{k} \right]^{\frac{1}{1-n}}$$

Es necesario tener en cuenta las unidades en que se trabaja, pues en ocasiones la infiltración se expresa en cm./hr. y otras en cm./min.

DISEÑO DE SURCOS Y MELGAS

El diseño de los surcos y melgas, consiste fundamentalmente en relacionar en forma conveniente

la longitud, ancho y pendiente de la melga o surco, con la infiltración en el terreno, el gasto y tiempo de aplicación; de tal manera que se obtenga una eficiencia lo más alta posible en el riego, es decir, un mínimo de pérdidas por percolación y escurrimiento superficial.

Diseño de melgas. Teniendo como base las consideraciones anteriormente señaladas, en varios lugares han obtenido en forma experimental datos que ha tabulado y que relacionan la textura del terreno, su pendiente y el gasto de aplicación con el tamaño de las melgas; como ejemplo se acompañan las tablas 7, 8, 9 y 10 de la Universidad de California, del Servicio de Conservación de Suelos de los E.U.A. y del Instituto Interamericano de Ciencias Agrícolas del Perú.

También el servicio de Conservación de Suelos de los E.U.A., tiene algunos nomogramas que nos hemos permitido adaptar al sistema métrico (número ...).

La forma más conveniente para diseñar una melga, es valiéndose de la experimentación directa en el campo.

Debemos tener en consideración los siguientes factores:

Para su longitud:

1. Pendiente
2. Gasto de aplicación.
3. Condiciones físicas del terreno.

Para su anchura:

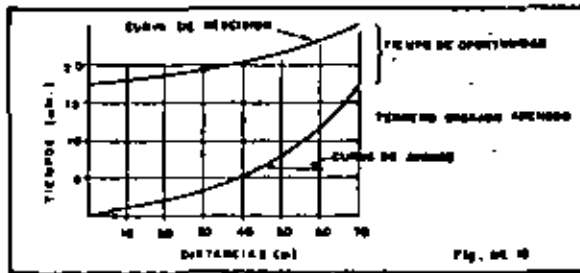
1. Pendiente transversal. Procurar que no exista más de 5 cm. de diferencia de nivel entre los bordos, a fin de que el riego sea parejo.
2. Pendiente de riego.

de 0.4 a 0.5%	ancho de 5 a 6 metros
de 0.5 a más%	ancho hasta de 30 metros
3. Gasto de aplicación.
4. Cultivo, tomando en consideración la anchura de las máquinas que se utilicen a fin de que la melga sea de un ancho múltiple de estas dimensiones.

Procedimiento. En el campo se obtienen los datos necesarios para trazar las curvas de avance y recepción.

Para ello se llevan a un sistema de ejes coordenados como abscisas las distancias y como ordenadas los tiempos; en el campo se toma una melga, avanzando cada 10 metros por ejemplo y determinando su pendiente, se le pone el agua y se anotan los tiempos en los que va llegando ésta a cada una

de las ratas, con estos datos se traza la curva de avance, luego se quita el agua y se van anotando los tiempos en que deja de escurrir en cada rata, trazando la curva de recesión sobre la misma gráfica. Si suponemos que la infiltración es la misma en toda la superficie, al tener igual tiempo el agua sobre ella se obtendrá una misma lámina infiltrada; esto se logra si las dos curvas son paralelas, por lo que la longitud más adecuada, será aquella hasta la que se logre cierto paralelismo.



Como puede observarse en la figura, al hacer un análisis del avance y recesión del agua, se nota que existe paralelismo hasta los 50 metros más o menos, de donde se deduce que la longitud adecuada en ese terreno cuya textura es un migajón arenoso, sería precisamente de unos 50 metros.

Otro procedimiento de diseño es obteniendo varias curvas de avance para diferentes gastos y después obtener el tiempo de mojado y al entrar con él en la gráfica se determina la longitud más adecuada.

Se ha hecho referencia al tiempo de mojado; esto puede definirse como el tiempo que tarda en mojarse una melga o surco en toda su extensión. Se ha demostrado que para que la eficiencia de aplicación sea alta y se logre una longitud de melga o surco adecuada en función de la eficiencia de la maquinaria agrícola, el tiempo de mojado debe ser la cuarta parte del tiempo de regado; si este tiempo fuera nulo, entonces se lograría una eficiencia de aplicación de 100%, pero entonces tendría que ser la longitud de la melga, también nula a menos que se regara por aspersión.

Existen algunas ecuaciones empíricas para determinar la longitud de las melgas, entre otras se puede enumerar la de Israelsen, propuesta en *Irrigation Principles and Practices* (1958); también existen la de Christiansen y la de Halk, sin embargo, algunas son bastante complicadas, difíciles de aplicar y sus resultados dudosos.

Riego por surco. Igual que la melga, el riego por surco tiene como finalidad una aplicación correcta

del agua de riego en lo que respecta a su cantidad y uniformidad en la distribución, así como limitar la erosión y encauzar el sobrante de agua superficial para drenarla fácilmente.

Las pendientes más adecuadas para el riego por surco, son entre 0.1 a 1.0%. Su separación y anchura, dependen del tipo de cultivo y suelo, del patrón de mojado y de la forma; generalmente se hacen 2 tipos de surcos respecto a forma que son: en V y en U, con el primer tipo, se logra una menor infiltración y menor compactación; con el segundo al contrario tanto la infiltración como la compactación son mayores.

Diseño de surcos. Se puede efectuar por 3 métodos que son:

- Pruebas de campo.
- Utilizando tablas o gráficas.
- Mediante ecuaciones empíricas.

Para el primer procedimiento, se sigue una secuencia semejante a la utilizada en el diseño de melgas, es decir, se trazan las curvas de avance y receso, buscando un punto hasta el que exista un cierto paralelismo, o sea se tenga aproximadamente el mismo tiempo de oportunidad.

En el diseño de surcos, es necesario tomar en consideración el gasto de aplicación, pues si se llegan a poner gastos muy grandes, se puede provocar una erosión considerable; para tener una idea del gasto de aplicación sobre el surco, puede usarse la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{38}{S}$$

En donde:

Q = Gasto medio en litros por minuto.

S = Pendiente media del surco, en por ciento.

Para trazar las curvas de avance a diferentes gastos, es conveniente empezar con uno muy pequeño, de tal manera que apenas avance el agua en el surco hasta llegar a un gasto máximo tal, que comience a erosionar el surco; la fórmula anterior servirá para normar el criterio acerca de la magnitud de los gastos por aplicar.

1. Ejemplo de diseño de un surco, considerando las gráficas de avance para diferentes gastos de aplicación y calculando el tiempo de regado, en función de la ecuación de la infiltración.

Datos:

Textura: Arena migajosa.

Tema No. 1.7. Uso Consuntivo. Evapotranspiración.1.7.1 DefinicionesUso Consuntivo - UC

Se define como uso consuntivo a la cantidad de agua usada por las plantas en la construcción de sus tejidos, en su transpiración y en la evaporación del agua retenida por las hojas y del agua existente en la superficie del suelo.

Evapotranspiración.

Término utilizado para agrupar los consumos de agua por evaporación y por transpiración. Frecuentemente este término es empleado en lugar de "uso consuntivo", debido a que representa un 99% del consumo total de agua por la planta, el 1% es agua destinada a la construcción de los tejidos de la planta.

Por evaporación se pierde agua retenida por las hojas y agua existente en la superficie irrigada. A mayor profundidad del nivel freático, la evaporación disminuye, llegando a eliminarse cuando la acción de la capilaridad no llega a humedecer la capa superficial.

Las plantas transpiran a través de los estomas de las hojas, generalmente abiertos durante el día cerrados por la noche. Debido a la transpiración se produce la absorción, pasiva de agua, gracias a una presión negativa que a través de una corriente de transpiración es transmitida hasta la raíz. Es así como el agua transpirada se desprende principalmente de las hojas en forma de vapor de agua y pasa a la atmósfera.

Durante el período de desarrollo de un cultivo hay un continuo movimiento del agua de riego, pasando desde el suelo al interior de las raíces, sube por los tallos y sale por las hojas de la planta, esta velocidad de movimiento del agua varía de .3 a 1.8 metros por hora, pudiendo aumentar enormemente en condiciones de tiempo ventoso, atmósfera seca y temperaturas altas. Si la velocidad del agua evapotranspirada, excede a la del agua-

absorbida por las raíces, se pone en marcha el proceso de marchamamiento. La fuente de calor ideal para la transpiración es el sol.

1.7.2. Factores que afectan el uso consuntivo.

Antes de describir los métodos directos e indirectos más utilizados para estimar el uso de agua por las plantas, conviene conocer los factores que lo afectan, a fin de tener un mejor criterio al escoger el o los métodos para llegar a conocerlo.

Las necesidades de agua de una planta dependen: - del tipo de cultivo, del clima, del agua y del suelo. Estos factores intervienen de la manera siguiente:

Cultivos.

Los diferentes cultivos, presentan variaciones en cuanto a su período vegetativo, superficie de transpiración, desarrollo radicular y características fisiológicas y morfológicas.

Clima.

Son varios los factores climáticos o atmosféricos que tienen influencia en el uso del agua por la planta. Los principales factores climáticos son:

Temperatura. Es probablemente el factor climático que más afecte el uso consuntivo, ya que representa una buena medida de la radiación solar. Su influencia es directamente proporcional, es decir, a mayor temperatura mayor U.C. Temperaturas bajas retardan el crecimiento de las plantas. El U.C. puede variar grandemente aún en años de iguales temperaturas acumuladas, debido a las desviaciones de la distribución mensual. La transpiración se ve afectada por la temperatura, el área foliar y las necesidades fisiológicas de la planta.

Luminosidad. La luminosidad es directamente pro -

proporcional al U.C., pues influye en el fotoperiodo de la planta. La luminosidad depende de la "latitud", pues debido al movimiento de la tierra y a la inclinación del eje de la misma, -- las horas del día durante el verano son mayores en las latitudes boreales que en el ecuador. El sol es la fuente de toda la energía empleada en el desarrollo de los cultivos y en la evaporación del agua.

Viento.- La evaporación del agua de las superficies del suelo y de la planta, se efectúa más rápidamente cuando hay aire en movimiento que cuando no lo hay. Los vientos cálidos secos incrementan la cantidad de agua consumida.

Humedad relativa.- Afecta el U.C. en forma inversa, es decir, la evaporación y la transpiración aumentan en días de baja humedad y disminuyen en los períodos de humedad alta por la variación de las tensiones o presiones de succión.

Precipitación. La intensidad de la precipitación puede tener algún efecto sobre la cantidad del agua consumida -- durante cualquier verano. Bajo ciertas condiciones, la precipitación puede presentarse como una serie de lloviznas ligeras y frecuentes durante la época calurosa, que pueden agregar poca o nada la humedad del suelo para uso por las plantas a través de la transpiración, pero que disminuye la extracción del agua almacenada. Tal precipitación puede perderse por evaporación directa de la superficie del follaje de la planta y del suelo.

Parte de la precipitación de los aguaceros fuertes se pierde escurriendo superficialmente, otra parte penetra al suelo quedando disponible para la transpiración de la planta. Esta porción de la precipitación, realmente aprovechada por los cultivos se llaman "lluvia efectiva" y reduce la cantidad necesaria de agua de riego.

Lluvia efectiva.- Hemos definido así, aquella porción de la precipitación, que es utilizada por los cultivos. Para cuantificar la lluvia efectiva existen varios criterios, pero solo haremos mención de dos de los métodos actualmente aplicados por la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

En el primero de ellos, aplicado en los Distritos de Riego, se hace lo siguiente:

- a) Se analiza la lluvia caída en los últimos años, con datos obtenidos de la estación climatológica más próxima a la zona motivo del estudio. Esta lluvia se registra en forma decenal para cada mes y para todos los años.
- b) Se suma la lluvia decenal de cada mes, obteniéndose la precipitación mensual para cada año observado.
- c) Se ordenan las lluvias mensuales de mayor a menor precipitación, correspondiente a cada año.
- d) Una vez ordenada la precipitación mensual, se escoge una probabilidad del 80% de los años de observación, y el año que resulte nos representa la precipitación que se tomará en cuenta.

En el segundo de ellos, aplicado por la Dirección de Proyectos, se hace lo siguiente:

Es aplicada la fórmula de Prescott, la cual considera que cuando el Q8 de la precipitación es mayor o igual a 0.9 de la evapotranspiración a la potencia de 0.75, determinada por el método indirecto de Thornthwaite, se toma en cuenta. Es decir, para considerar la precipitación como lluvia efectiva se requiere que:

$$0.8 P \geq 0.9 E^{0.75}$$

siendo:

P = precipitación .

E = evapotranspiración determinada por el método de Thornthwaite.

agua

La calidad del agua aprovechada puede tener un efecto apreciable en el U.C. Cuando el agua contiene sales, altera los valores del esfuerzo de humedad del suelo, puesto que -

incrementa el valor de la presión osmótica. Este efecto del agua sobre el U.C. se considera tipo indirecto, puesto que en la práctica interviene en el momento de cuantificar las láminas de riego por aplicar.

Suelo.

Al estimar la evapotranspiración de un cultivo, como agua perdida por evaporación se considera la retenida en las hojas y la existente en la superficie irrigada. La cantidad de agua evaporada de la superficie de un suelo no es independiente de la clase de suelo, sin embargo, a la fecha no se ha puesto el interés necesario para establecer la magnitud de las diferencias.

Aunque indirectamente, la diferencia en el esfuerzo de humedad de un suelo, tiene desde luego repercusión en el U.C.- Algunos autores consideran aún otras características del suelo como determinantes del uso consuntivo, tales como la textura, estructura, fertilidad, salinidad, capacidad de retención del agua, profundidad y nivel freático; todas ellas tienen influencia indirecta sobre el U.C. y sus características son tomadas en cuenta en el momento de estimar el volumen de agua que es necesario aplicar en láminas de riego, para que una parte de dicho volumen (el uso consuntivo) sea realmente aprovechado por la planta.

1.7.3. Medida de la evapotranspiración.

Las primeras investigaciones cuidadosas que se hicieron sobre el consumo del agua por las plantas datan de. Ultimamente varios investigadores se han abocado a la experimentación para obtener fórmulas empíricas que correlacionen los factores meteorológicos con la evapotranspiración de los cultivos.

En las últimas décadas se ha incrementado el interés en determinar la cantidad necesaria y suficiente del agua de riego por aplicar a los diversos cultivos de la agricultura mundial. El conocimiento previo de las necesidades hídricas de los cultivos, es de suma importancia no solo en el planteamiento y diseño de un proyecto de riego, también lo es para la formulación anual de los planes de cultivo e incluso, para tener puntos de --

comparación a lo largo de su período vegetativo.

Por desgracia la estimación de las necesidades de agua por los cultivos, requiere datos de difícil obtención directa, ya sea por la carencia de instrumentos, lapsos insuficientes de registro, etc. De aquí que las estimaciones de consumo y pérdidas sean sobre factores climáticos, edáficos y fisiológicos.

En el presente trabajo, se mencionan los diferentes métodos, directos e indirectos, que se han ideado y utilizado en la estimación de los requerimientos hídricos de los cultivos. Dado el objeto aquí perseguido, solo se detallarán el método gravimétrico y el del lisímetro para el caso de los directos, y los métodos de Thornthwaite y Blaney-Criddle para el caso de los indirectos, ello debido a que son los más expeditos y usuales.

Métodos indirectos.

1. Método del lisímetro
2. Método gravimétrico
3. Método de integración
4. Métodos de entradas y consumos de agua
5. Métodos aerodinámicos
6. Método del balance de energía
7. Método combinado de Mc Ilroy

Nota: Los métodos Nos. 5, 6 y 7 son micrometeorológicos.

1) Método del lisímetro.

El lisímetro es un aparato que mide en forma directa por procedimiento gravimétrico, la cantidad de agua consumida por un cultivo y el suelo en que se apoya y lo provee de agua y otras sustancias nutritivas.

El aparato diseñado por el profesor W.O. Pruitt consiste en un tanque cilíndrico de 6 metros de diámetro por 95 centímetros de alto, aproximadamente, donde se colocan suelo y cultivo por estudiar.

El tanque se coloca sobre una báscula de precisión que permite observar las variaciones de peso que éste pueda tener al ir perdiendo agua el suelo, variaciones que indican el agua consumida por el cultivo.

La ventaja principal de este método es la facilidad para determinar el consumo de agua y lo automático de las operaciones. Su falla principal estriba en la dificultad para aplicarlo en especies cuyo volumen del sistema radicular es mayor que el volumen de suelo contenido en el lisímetro.

2) Método gravimétrico:

Consiste en determinar en el laboratorio, pesando en una báscula diferentes muestras de un suelo dado, las variaciones de humedad que ocurren en cada una de las diversas capas del perfil, hasta una cierta profundidad o la que alcanzan las raíces del cultivo para el que se trata de obtener el consumo de agua del complejo planta-suelo.

En función de las características del suelo y de las variaciones de agua, expresada como lámina en centímetros, consumida en un tiempo dado.

La lámina puede obtenerse aplicando la siguiente fórmula, cuya deducción sencilla veremos más adelante al hablar del cálculo de láminas de riego.

$$L = A_{Ps} \times D_a \times P_r$$

en donde:

L = lámina usada por la planta, en cm., durante el lapso considerado.

A_{Ps} = variación del porcentaje de humedad respecto al peso del suelo seco, en por ciento, durante el lapso considerado.

Da = densidad aparente del suelo

Pr = es la profundidad del perfil de suelo o la profundidad radicular del cultivo, en metros.

El procedimiento para determinar la humedad del suelo consiste en sacar varias muestras por medio de una barrenadora (tipo veihmayer u otra similar), para cada espesor de las capas del perfil estudiado; por ejemplo, cada 25 cm. Estas muestras se guardan en botes de lámina cerrados herméticamente que se pesan y secan en estufas a 110°C hasta adquirir peso constante. Posteriormente por diferencia de pesos se obtiene la humedad de la muestra en por ciento del peso seco del suelo.

Varios días después de la operación anterior, se obtienen nuevas muestras del mismo suelo en lugares adyacentes, volviendo a calcular los respectivos porcentajes de humedad. La lámina de agua consumida en el tiempo transcurrido, se obtiene aplicando la fórmula descrita, con las diferencias de humedad que se hayan calculado.

3) Método de integración.

Consiste en evaluar la transpiración total de la cubierta vegetal con base en los datos de la transpiración individual de las diversas especies existentes, es decir, es la suma del producto del consumo unitario de cada cultivo por la superficie que ocupan, más el consumo unitario de la vegetación espontánea multiplicado por su superficie.

Para la aplicación de este método se requiere conocer el consumo unitario de agua y el área cubierta por cada tipo de cultivo, por la vegetación espontánea, por la tierra sin vegetación y por las superficies de agua. Lo anterior es posible por medio de la fotogrametría y levantamiento topográfico.

Disponiendo de la información necesaria, este método es aplicable con cierto éxito sobre todo en zonas áridas.

4) Método de entradas y consumos de agua.

La aplicación de este método es para grandes extensiones y requiere de la expresión:

$$U = (I + P) + (G_s - G_e) - R$$

en donde:

- U = consumo de agua
- I = volumen que entra en la cuenca durante el año
- P = precipitación anual sobre el suelo
- G_s = agua subterránea acumulada al principio de año
- G_e = agua subterránea existente al final del año
- R = salidas de aguas navales

Todas estas magnitudes representan volúmenes y son medidos en metros cúbicos.

5) Métodos micrometeorológicos.

Estos métodos proporcionan una estimación de la densidad de flujo del vapor de agua en la capa límite atmosférica y tienen ventajas muy importantes aunque también sus limitaciones por lo que toca a cuándo y dónde aplicarlos, además de las dificultades de tipo instrumental. Sus variantes más empleadas son los métodos en perfil (también denominados métodos aerodinámicos), los métodos del balance de energía y la combinación de ambos.

Los diversos métodos aerodinámicos son diseñados para medir o estimar la velocidad de difusión del vapor de agua y en particular la causada por la turbulencia. Estos métodos requieren que la velocidad del viento se registre a dos alturas. Son útiles para estimar la evaporación.

Los métodos del balance de energía consideran que debido a que la evaporación es un cambio de estado que demanda una cantidad de energía como calor latente de vaporización, el problema se reduce a medir todas las demás fuentes y reducciones de energía dejando solamente como desconocida a la evaporación.

Los métodos combinados, como su nombre lo indica, tienen características de los métodos aerodinámicos y de balance de energía, que combinándolos permiten la obtención de valores más reales para sus específicos.

Métodos indirectos.-

- 1.- Método de Thornthwaite
- 2.- Método de Blaney-Criddle
- 3.- Método de Penman
- 4.- Método de Grassi-Christiansen
- 5.- Método racional
- 6.- Método de Lowry-Johnson
- 7.- Método de Hakkink
- 8.- Método de Turc
- 9.- Método de Hargreaves

Enseguida haremos una descripción más o menos detallada de los dos primeros métodos, señalando solo las características principales de los restantes.

1) Método de Thornthwaite.

C.W. Thornthwaite buscando una expresión simple que empleara datos climatológicos accesibles, desarrolló una fórmula empírica basada en la latitud y la temperatura, demostrando teóricamente que esta última constituye un buen índice de la energía en un lugar específico.

$$E_t = 1.6 \left(\frac{10 T}{I} \right)^a \dots\dots\dots 1.1$$

en donde:

E_t = evapotranspiración mensual no ajustada (para meses de 30 días de 12 horas de luz), en cm.

T = temperatura media mensual en °C

a = constante que depende del lugar y que es función -- del índice de eficiencia anual de temperatura (I), que se calcula con la expresión:

$$a = 0.00000675I^3 - 0.000077I^2 + 0.01792I + 0.49039 \dots\dots\dots 1.2$$

I = índice anual de calor (o temperatura). Es la suma de los índices de las eficiencias mensuales de temperatura (i).

La evapotranspiración potencial ajustada se corrige por la duración real del día en horas y los días del mes, para obtener la evapotranspiración potencial ajustada. De esta manera, Thornthwaite expresó la evapotranspiración potencial como una función exponencial de la temperatura promedio mensual del aire y aplica un ajuste al considerar la duración real del día para corregir la relación por estación y latitud. Justifica la omisión de otros elementos meteorológicos al recalcar el hecho de que estos elementos se conjungan con la temperatura del aire.

Este método proporciona resultados aceptables en zonas húmedas con vegetación abundante, aumentando los errores conforme se va pasando de zonas semiáridas a zonas áridas. Thornthwaite concluye que la evapotranspiración acumulada indica el lapso de vida de los vegetales, al necesitar un cultivo cualquiera una determinada cantidad de agua para alcanzar su madurez.

Las fallas que se pueden considerar en este método son las siguientes:

- a) La temperatura no siempre es buena indicadora de la energía disponible para la evapotranspiración.
- b) La temperatura del aire respecto a la temperatura de radiación puede ser diferente.
- c) La evapotranspiración puede cesar cuando la temperatura promedio desciende de cero grados centígrados, lo cual no es cierto.
- d) El viento puede ser un factor importante en algunas áreas, requiriéndose en ocasiones para ello, un factor de corrección (Makkink).
- e) La fórmula no toma en cuenta el efecto de calentamiento o enfriamiento del aire por advección, es decir, por movimiento del aire en dirección horizontal.

Para determinar la evapotranspiración potencial, deben estar disponibles los valores mensuales promedio de la temperatura y debe conocerse la latitud de la estación meteorológica.

Los cálculos comprenden ocho pasos muy sencillos si se efectúan con la ayuda del nomograma y cuadros anexos. El procedimiento para el desarrollo de este método es:

- 1.- Tablése la temperatura promedio mensual conocida (T).
- 2.- Se calculan los valores de los índices de eficiencia mensual de temperatura (i). Este cálculo puede simplificarse usando el cuadro No. 1, en donde aparece tabulado el valor de "i" para diferentes valores de la temperatura.

$$i = \left(\frac{T}{5}\right) 1.5^{T-4}$$

- 3.- Se calcula el índice anual de calor o temperatura (I), sumando los doce valores calculados de "I".
- 4.- Calcúlese el exponente "a" por medio de la fórmula:

$$a = 0.00000675I^3 - 0.0000771I^2 + 0.01702I + 0.49239$$

- 5.- Se determina la evapotranspiración potencial no ajustada, en el mes considerado, aplicando la fórmula:

$$Et = 1.6 \left(\frac{10T}{I} \right)^a$$

Los valores mensuales de "Et" pueden obtenerse directamente del nomograma No. 1, aplicable únicamente cuando la temperatura es de 26.5°C o menos. Cuando la temperatura media mensual excede de 26.5°C, los valores de "Et" pueden tomarse del cuadro No.2.

- 6.- Multiplíquense los valores no ajustados de la evapotranspiración potencial por los factores de corrección apropiados a cada mes, para obtener la evapotranspiración potencial ajustada. Los factores de corrección para latitudes de 50°N ó 50°S deberán emplearse para todas las estaciones muy al norte o muy al sur respectivamente.
- 7.- Tablése la precipitación mensual de la estación en centímetros
- 8.- Dibújese el diagrama evapotranspiración potencial-lluvia con los valores obtenidos en los puntos 6 y 7.
- 9.- La evapotranspiración potencial ajustada total puede obtenerse sumando los valores mensuales calculados en el punto 6.

2) Método de Blaney-Criddle.-

En 1950, Harry F. Blaney y Wayne D. Criddle, eliminando la humedad relativa y empleando la temperatura y el fotoperíodo diario del oeste de los E.U.A. propusieron una fórmula simplificada que fué adoptada por el "Soil Conservation Service" del U.S.D.A. Este método toma en cuenta coeficientes para diferentes plantas, en función de su elevación a lo largo del ciclo vegetativo.

La fórmula obtenida por estos autores, relaciona la temperatura media de un lugar con la luminosidad y la evapotranspiración, además introducen un factor de corrección que depende del tipo de cultivo considerado y de la época de su desarrollo.

La expresión de Blaney y Criddle, mucho más sencilla que la obtenida por el Dr. Thornthwaite, es la siguiente:

$$Et = K_g F \dots \dots \dots (2.1)$$

en la que:

- ET = evapotranspiración total en cm.
- K_g = coeficiente de corrección que depende del cultivo y su época de desarrollo, es el promedio de los valores "k" mensuales.
- F = factor de temperatura y luminosidad, es la suma de los valores "f" mensuales.

Los llamados "coeficientes de uso consuntivo" deben ser determinados en cada localidad para cada una de las especies y variedades vegetales que interesen. Esto significa que es necesario experimentar, lo cual requiere elementos físicos, humanos y tiempo. -- Sin embargo, ya que es necesario programar los riegos en forma más técnica, para garantizar que las aplicaciones no resulten limitantes de la acción benéfica de los demás elementos que intervienen en la producción, es imprescindible fijar una metodología que permita conocer aún en forma aproximada los usos consuntivos de los principales cultivos.

Como una guía, Blaney y Criddle fijan límites probables de variación del coeficiente de uso consuntivo para las especies más importantes, pero dicho coeficiente es global, es decir, el valor medio del ciclo.

Blaney y Criddle, dan una serie de valores para el coeficiente "Kg", mismos que se consignan en el cuadro No. 4.

El factor de temperatura y luminosidad "f" se obtiene sumando los valores mensuales de "f" calculados para los meses comprendidos en el ciclo vegetativo del cultivo considerado. Por esto, "f" se denomina factor mensual de temperatura y luminosidad, y sus valores se calculan con la fórmula:

$$f = p \left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right) \dots\dots\dots(2.2)$$

en donde:

f = factor mensual de temperatura y luminosidad

p = porcentaje de horas luz para el período, respecto al total anual. En el cuadro No. 5 aparecen los valores de "p" para diferentes latitudes según el mes del año.

t = temperatura media para el período en °C

$\frac{t + 17.8}{21.8}$ = expresión cuyos valores aparecen tabulados en el cuadro No. 6.

Es importante aclarar, que habiendo información diaria de la temperatura y con valores diarios calculados para "p", pueden obtenerse valores diarios del factor "f".

Investigaciones más recientes efectuadas en el Valle Imperial han demostrado que para zonas áridas con lluvias en verano, -- es necesario corregir el factor temperatura para ajustar convenientemente la relación Temperatura-Evapotranspiración. Esta corrección -- se logra introduciendo un nuevo coeficiente en la fórmula (2.2) que denominaremos Kt y cuyo valor está dado por la siguiente expresión:

$$Kt = 0.03114 t + 0.2396 \dots\dots\dots(2.3)$$

donde:

t = temperatura en °C

Ahora, la expresión para "f" será:

$$f = p Kt \left(\frac{t + 17.8}{21.6} \right) \dots\dots\dots (2.4)$$

y los valores de la expresión $Kt \left(\frac{t + 17.8}{21.6} \right)$ aparecen tabulados en el cuadro No. 7.

Experimentos realizados por el Departamento de Conservación de Suelos de los E.U.A. en el Centro, California, han conducido a la formulación de gráficas que permiten conocer el coeficiente de uso consuntivo en función del desarrollo de las plantas, ya sea en porcentaje del ciclo total, o bien en tiempo después del nacimiento de las mismas. Por esta razón a tales coeficientes (k_0) se les denomina "coeficientes de desarrollo".

El Plano No. 1 muestra el ciclo vegetativo para diferentes cultivos, con sus respectivos valores de K_0 .

En resumen, tenemos ahorita dos maneras de calcular el uso consuntivo. Uno; a partir del coeficiente global K_g que nos da el uso consuntivo para todo el ciclo (E_t), pero que nada nos dice -- respecto a los valores parciales, cuyo conocimiento es necesario para programar las láminas e intervalos de riego. Otro, haciendo intervenir el coeficiente de desarrollo K_0 , que nos permite obtener valores parciales y totales de la evapotranspiración (E_t), así como las gráficas de uso consuntivo acumulado para el cálculo posterior de las láminas e intervalos de riego.

Ahora bien, cuando es posible obtener el U.C. de las dos maneras recién expuestas, puede lograrse aún mayor precisión en la obtención final del U.C., introduciendo un nuevo factor K^* denominado "coeficiente de corrección y que se calcula con la expresión:

$$K^* = \frac{K_g E_t^*}{E_t} \dots\dots\dots (2.5)$$

en la que:

K^* = coeficiente de corrección.

K_g = coeficiente global

E_t = Evapotranspiración total obtenida a partir del coeficiente global K_g .

En general, cuando se tiene disponible suficiente información sobre los resultados obtenidos en el campo respecto al uso consuntivo del complejo-suelo-planta en una cierta zona de riego, mayor es la aproximación que puede esperarse de las suposiciones y estimaciones que se hagan cuando se trate de aplicar esos resultados en otras zonas donde se carezca de esos datos pero en las que se tengan observaciones climatológicas.

De ordinario, no se cuenta con suficientes datos observados sobre el uso consuntivo, entonces, deben hacerse las siguientes consideraciones para la aplicación de la fórmula empírica de Blaney-Cridille:

- a) El crecimiento y rendimiento de los cultivos no están limitados durante su período de desarrollo, por causas debidas a una aplicación inadecuada del agua.
- b) La fertilidad y productividad del suelo se suponen iguales en las diversas partes de la zona de riego estudiada.
- c) El período de desarrollo de los cultivos como alfalfa, pastos, hortalizas y vegetación natural, se supone comprendido dentro del tiempo libre de heladas, y aunque generalmente, se extienden más allá de éste.
- d) El uso consuntivo total de un cultivo, varía con el coeficiente global de uso consuntivo K_g .

Este método tiene inconvenientes similares al empleado por Thornthwaite, ya que también está fundamenta en fórmulas empíricas calculadas para condiciones de aridez y por lo tanto, sólo en tales condiciones da buenos resultados.

3) Método de Penman.-

Es el más teórico de los métodos indirectos y considera que la evapotranspiración está muy relacionada con la energía solar recibida. H.L. Penman, en Inglaterra en la localidad de Rothamsted, ha desarrollado el método más completo conocido a la fecha utilizando diversas variables climáticas, y concluye que es necesario traducir ciertos coeficientes para reducir la velocidad de la evapotranspiración potencial y obtener la real para pastos de ese país. Se ha llegado a tener una buena correlación entre los valores calculados y los registrados. El principal inconveniente de este método, consiste en la insuficiencia de los datos climatológicos necesarios. Por ello, aun cuando la fórmula empleada es de las más precisas, su aplicación práctica presenta obstáculos difíciles de resolver.

Penman considera que en los procesos de transpiración y evaporación la energía consumida en los mismos es el factor dominante. Para ello, en función de la latitud y del día del año, toma en cuenta la radiación solar total incidente en el límite superior de la atmósfera sobre una superficie horizontal. De esta radiación solar total, aproximadamente el 43% se refleja al espacio, 17% es absorbido por la atmósfera y el 40% restante es absorbido por la superficie terrestre.

Esta última se distribuye en: radiación de onda corta - reflejada desde la superficie bajo un coeficiente de reflexión que depende del tipo de superficie y elevación del sol, el intercambio neto de radiación de onda larga entre la tierra y la atmósfera, y la cantidad de calor disponible en la superficie para los procesos que ahí se desarrollan.

4) Método de Grassi-Christiansen.

Este método es empleado para determinar del coeficiente global de uso consuntivo empleado en la fórmula de Blaney-Criddle, K_g

Los coeficientes mensuales de uso consuntivo (k_c), empleados para el cálculo del uso consuntivo mensual, es el método de-

Blaney-Criddle, con los propuestos por Grassi-Christianen y que fueron obtenidos a partir de tres ecuaciones encontradas al estudiar las variantes de la evapotranspiración relativa en función de la duración también relativa del ciclo vegetativo de cultivos anuales.

El procedimiento para seleccionar el coeficiente global-promedio de uso consuntivo para cada cultivo, entre los valores extremos consignados en el cuadro No. 4, se basa en la clasificación climatológica de la zona a considerar, de acuerdo con lo propuesto por Koeppen y modificado por Thornthwaite. Para la elección del coeficiente se emplea la provincia de humedad por el procedimiento anterior, correspondiendo los valores mínimos a las regiones húmedas y los máximos a las semiáridas y áridas.

5.- Método racional.

Este método también se conoce como el de la curva única de Hansen y consiste en poner la evapotranspiración potencial en función de un coeficiente vegetativo aplicado a un factor climático. Deben conocerse las etapas de crecimiento, floración y fructificación, pues considera las demandas de agua inherentes y proporcionales a dichas etapas.

Las exigencias hídricas a través del ciclo vegetativo de un cultivo se conjugan en una curva única (curva de Hansen), y el factor climático se sustituye por el dato de la evaporación en tanque. Dichas exigencias se pueden controlar afinando los coeficientes con determinaciones gravimétricas de los suelos.

Este método se usa para la determinación del coeficiente de corrección K' que interviene en el método de Blaney-Criddle, mismo que ya quedó explicado cómo se calcula a partir de los datos empleados en el método de Blaney-Criddle.

6) Método de Lowry-Johnson.

Robert L. Lowry y Arthur F. Johnson idearon uno de los primeros métodos empleados para el cálculo del uso consuntivo del agua. Se aplica a toda una cuenca y se ha empleado con éxito en la parte árida del oeste de los E.U.A. Es un procedimiento empírico basado en la recolección de datos de la zona donde se aplica. Se parte de la premisa de que existe una relación lineal entre la evapotranspiración y el "calor efectivo", entendiendo como calor efectivo la suma de las temperaturas máximas diurnas por encima de cero grados centígrados durante el período de desarrollo registradas en grado-día, y entendiendo por grado día cada grado en que el promedio de la temperatura diaria rebasa la mínima básica para el desarrollo de los cultivos.

7) Método de Makkink

En 1957, G.P. Makkink desarrolló en Holanda una fórmula empírica, empleando datos de lisímetros para la evapotranspiración potencial de pasto de poca altura. Este se basa en mediciones de la radiación solar ponderadas de acuerdo con la temperatura del aire. Makkink consideró que a mayor temperatura se emplea mayor energía solar, pero afecta la temperatura de coeficientes que dependen de características del viento.

Es una fórmula empírica obtenida en clima húmedo, por lo que se podrían obtener valores menores de la evapotranspiración potencial máxima en climas áridos. Su uso ha sido limitado y falta probarla más ampliamente.

8) Método de Turc.

En Francia, L. Turc en 1954 obtiene una fórmula empírica que expresa el poder evaporante del aire como una función de la temperatura promedio y de la radiación solar o las horas de fotoperíodo. Expresó la evaporación real como una función de la humedad disponible incluyendo precipitación y agua de riego y el poder evaporante del aire. Su fórmula la basó en el balance del agua de una cuenca y en datos lisfnetros recolectados durante una cantidad de años en Rothamstead y Versailles.

9) Método de Hargreaves.

En 1956, George H. Hargreaves estableció una fórmula para estimar la evaporación en tanque, con base en un estudio de relaciones entre temperatura y humedad.

Hargreaves propone el uso de un tanque evaporómetro clase A, para determinar el índice climatológico. Debido a la carencia y a la variación en la evaporación registrada en tanque abierto, buscó una ecuación para el cálculo de un factor climatológico semejante al proporcionado por un tanque de evaporación clase A, partiendo de los datos de un tanque localizado en una área específica. Este factor lo obtuvo a partir del fotoperíodo, de la temperatura y de la humedad relativa; para obtener la evapotranspiración se multiplica este factor por otro que depende del tipo de cultivo y de grado de desarrollo.



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

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

CICLO VEGETATIVO DE CULTIVOS

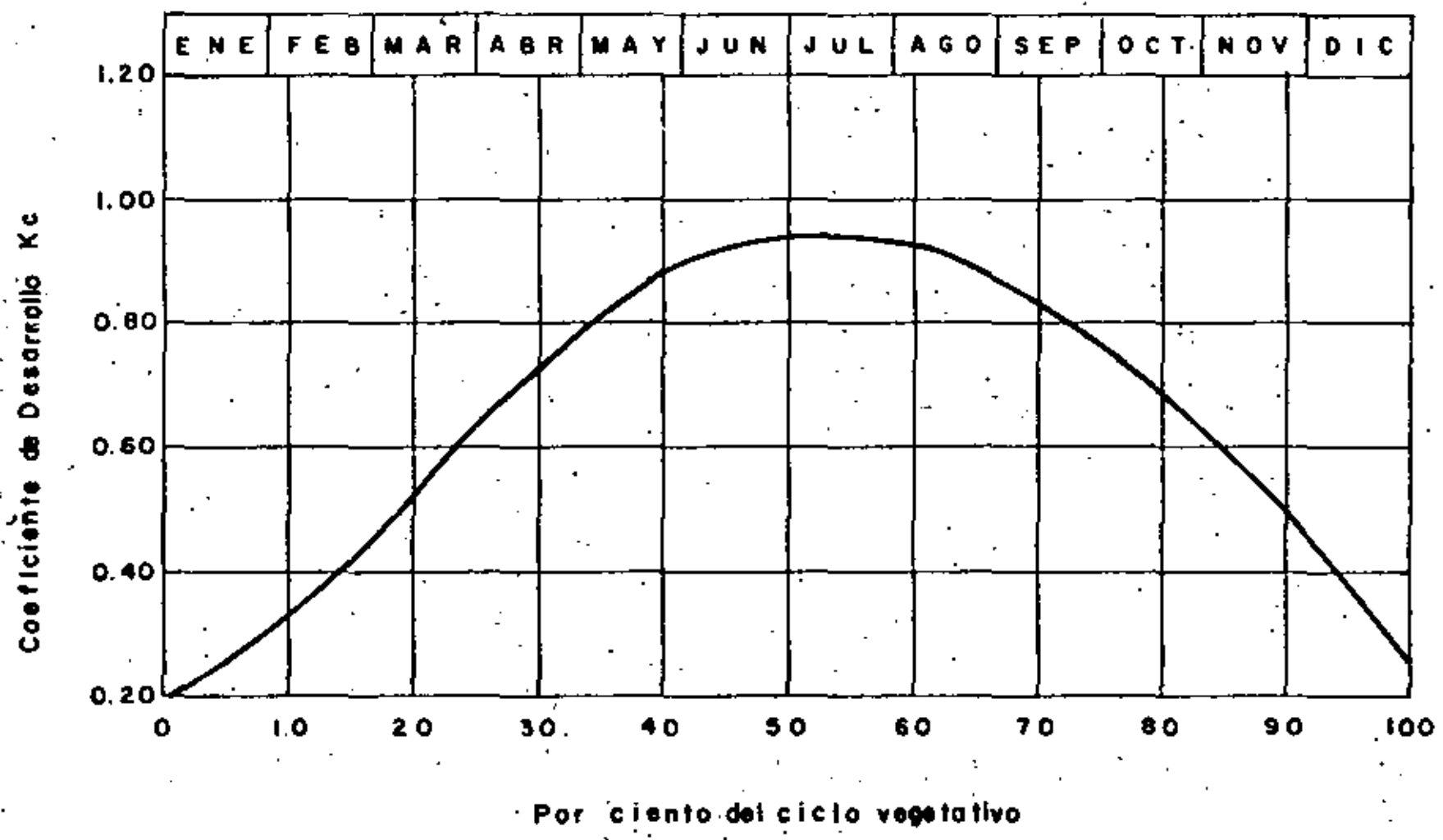
ING. OSCAR PLAISANT WONG

AGOSTO-SEPTIEMBRE, 1982

CULTIVO: PASTOS

folia

CICLOS VEGETATIVO = 360 DIAS

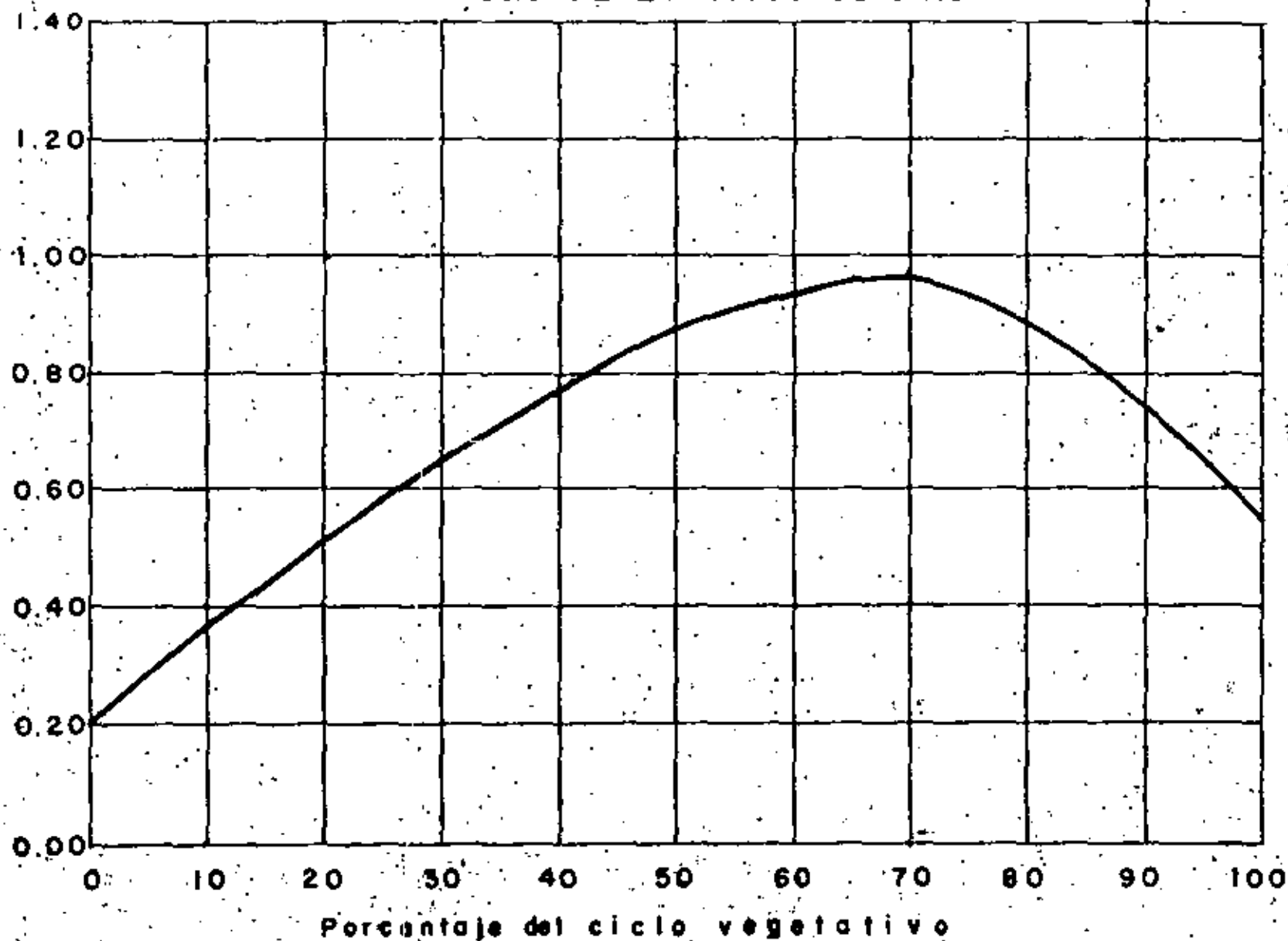


20

CULTIVO: TRIGO
CICLO VEGETATIVO: 150 DIAS

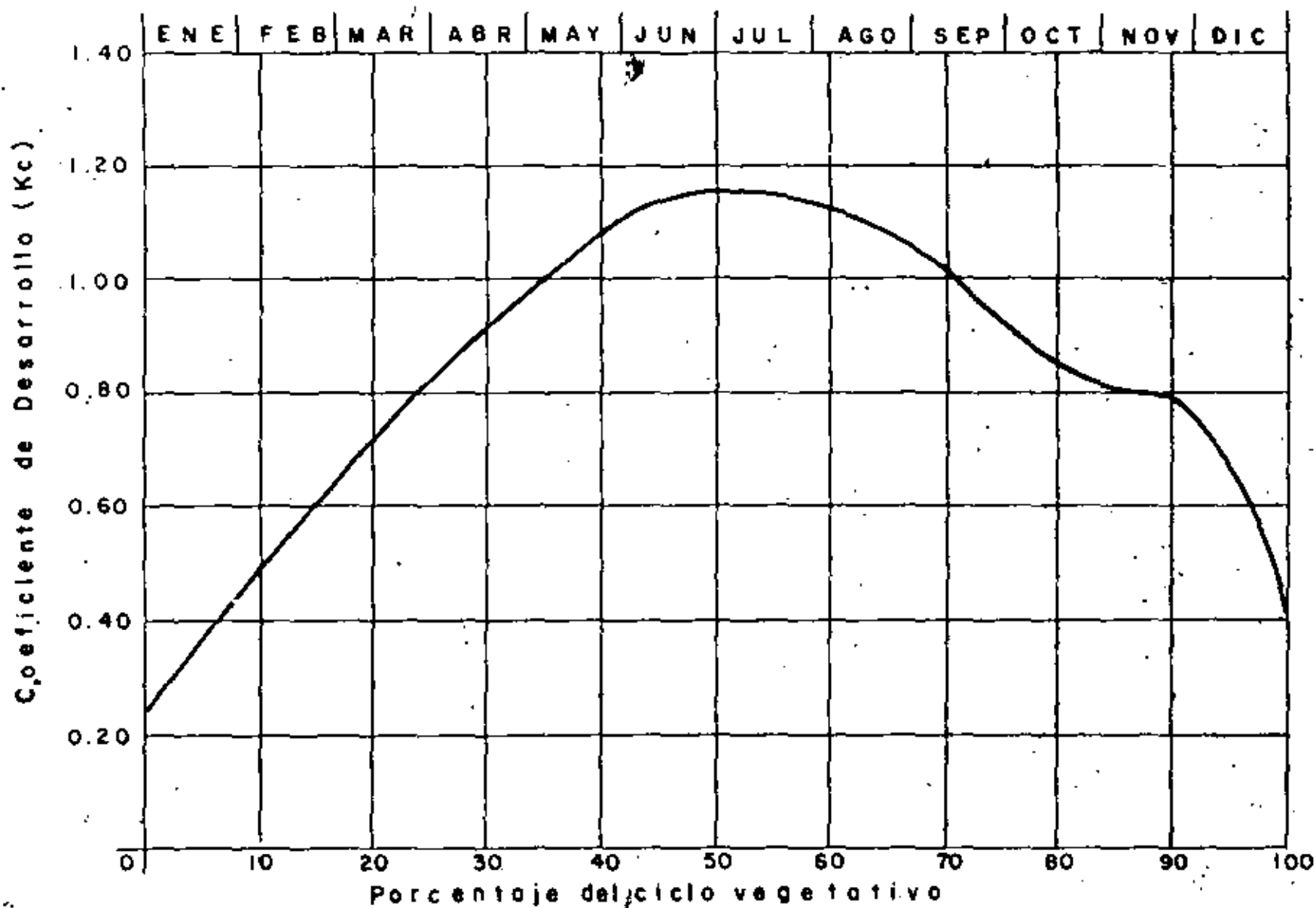
Coeficiente de Desarrollo Kc

2



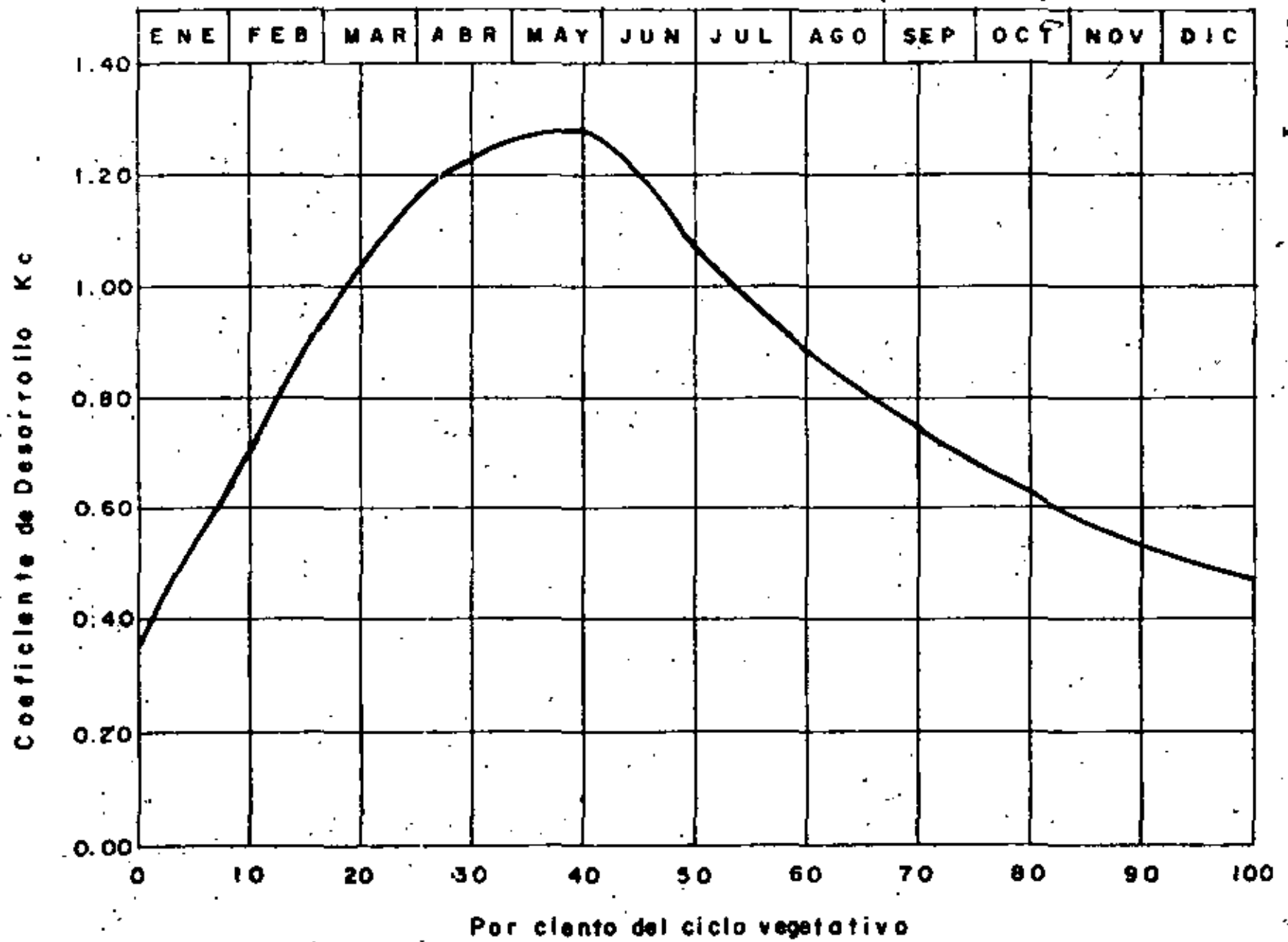
CULTIVO: ALFALFA
CICLO VEGETATIVO: 360 DIAS (PERENNE)

(3)



CULTIVO: CAÑA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS (PERENNE)

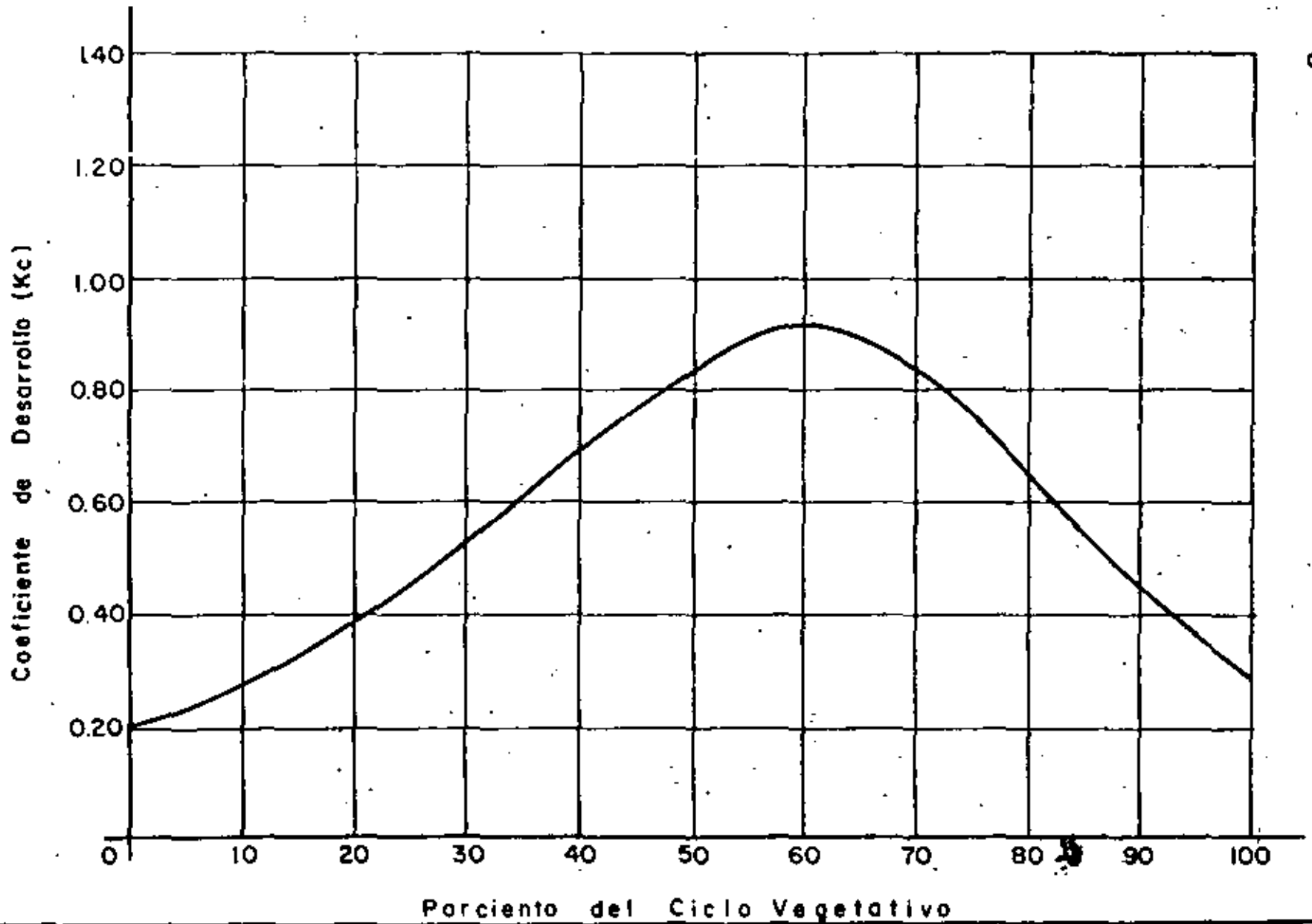
(4)



4

Cultivo: S O Y A
Ciclo vegetativo: 90 a 150 días

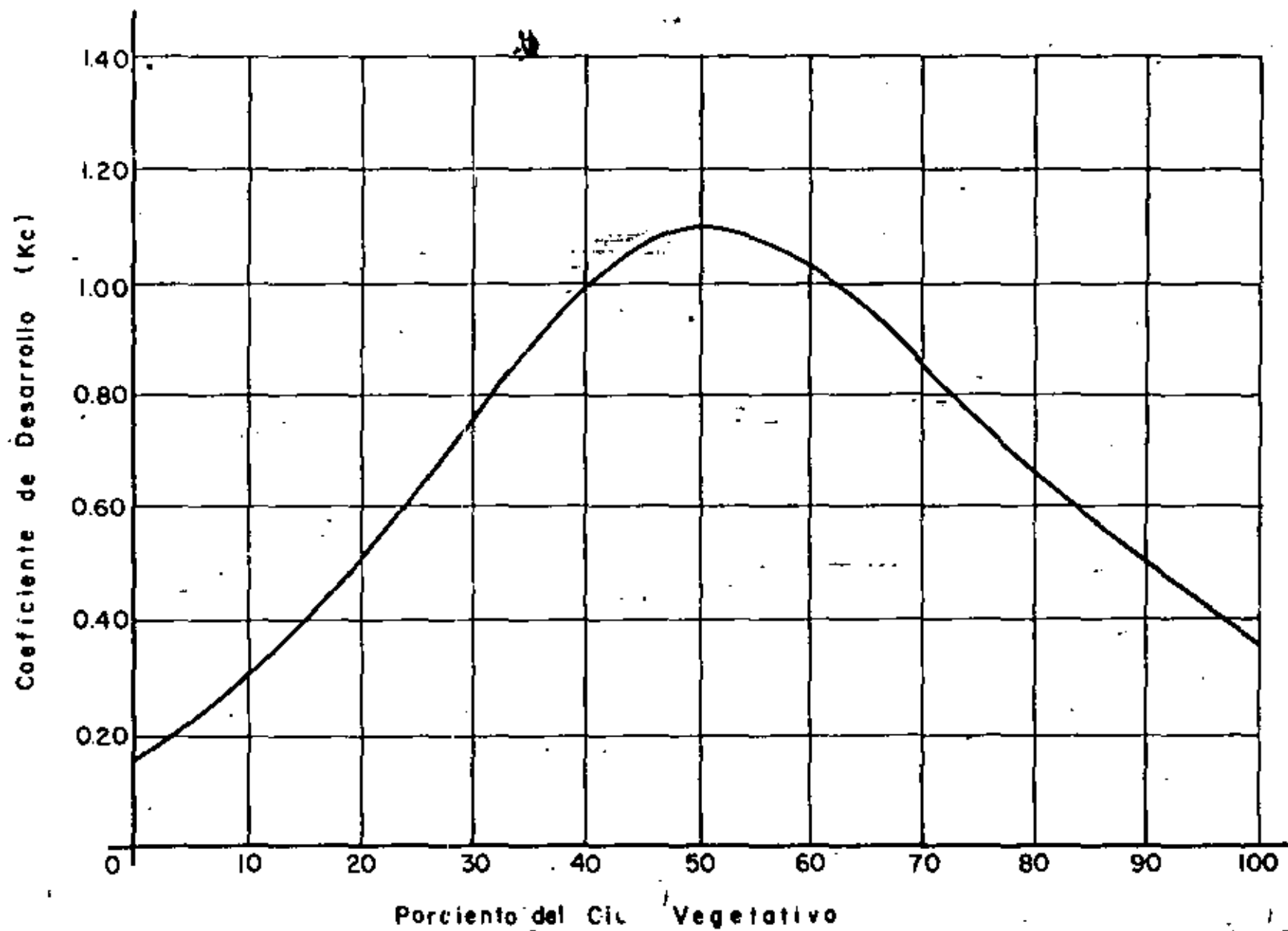
(5)



Cultivo: S O R G O

Ciclo vegetativo: 90 a 150 días

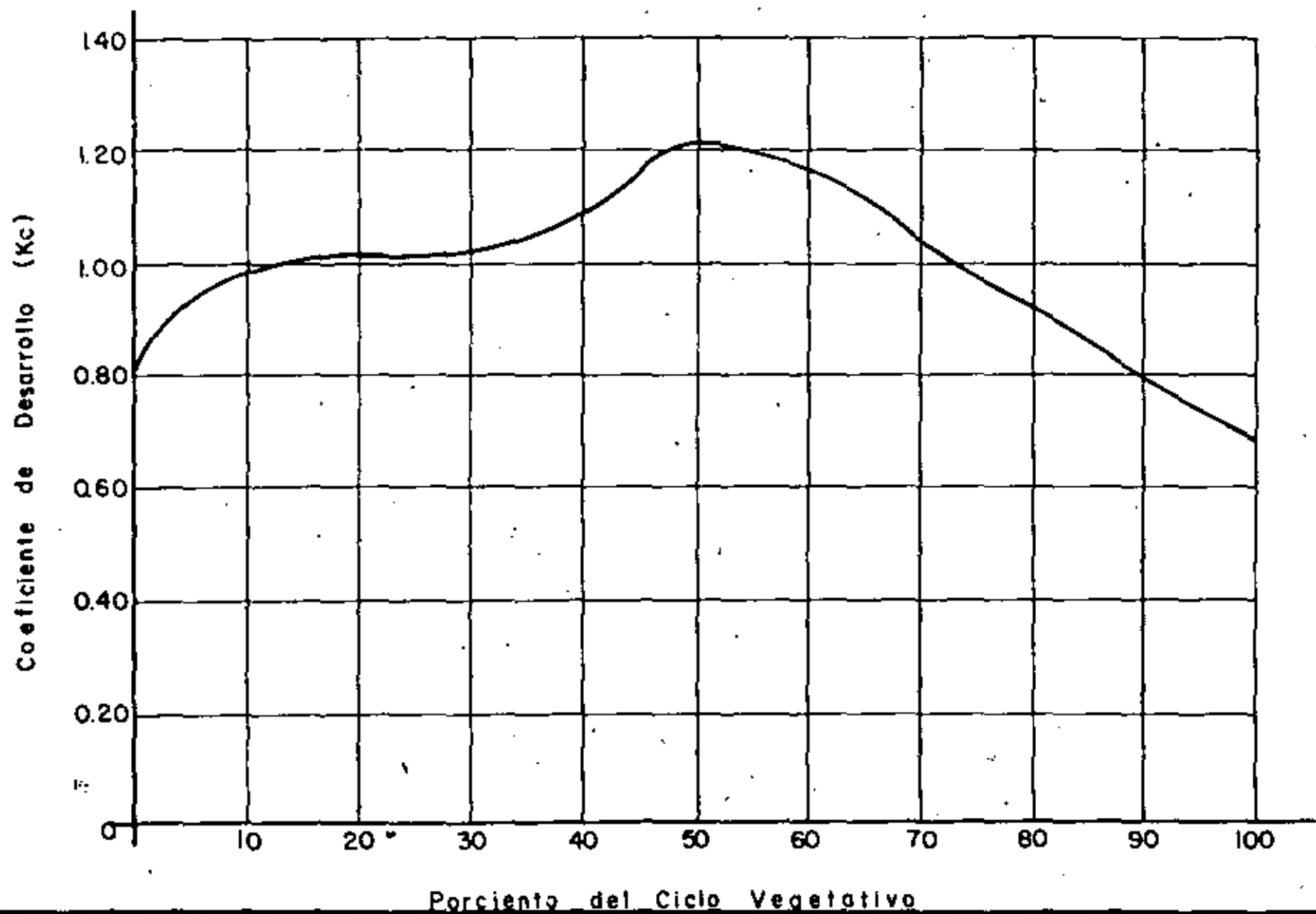
(6)



Cultivo: ARROZ

Ciclo vegetativo: 180 a 210 días

(7)

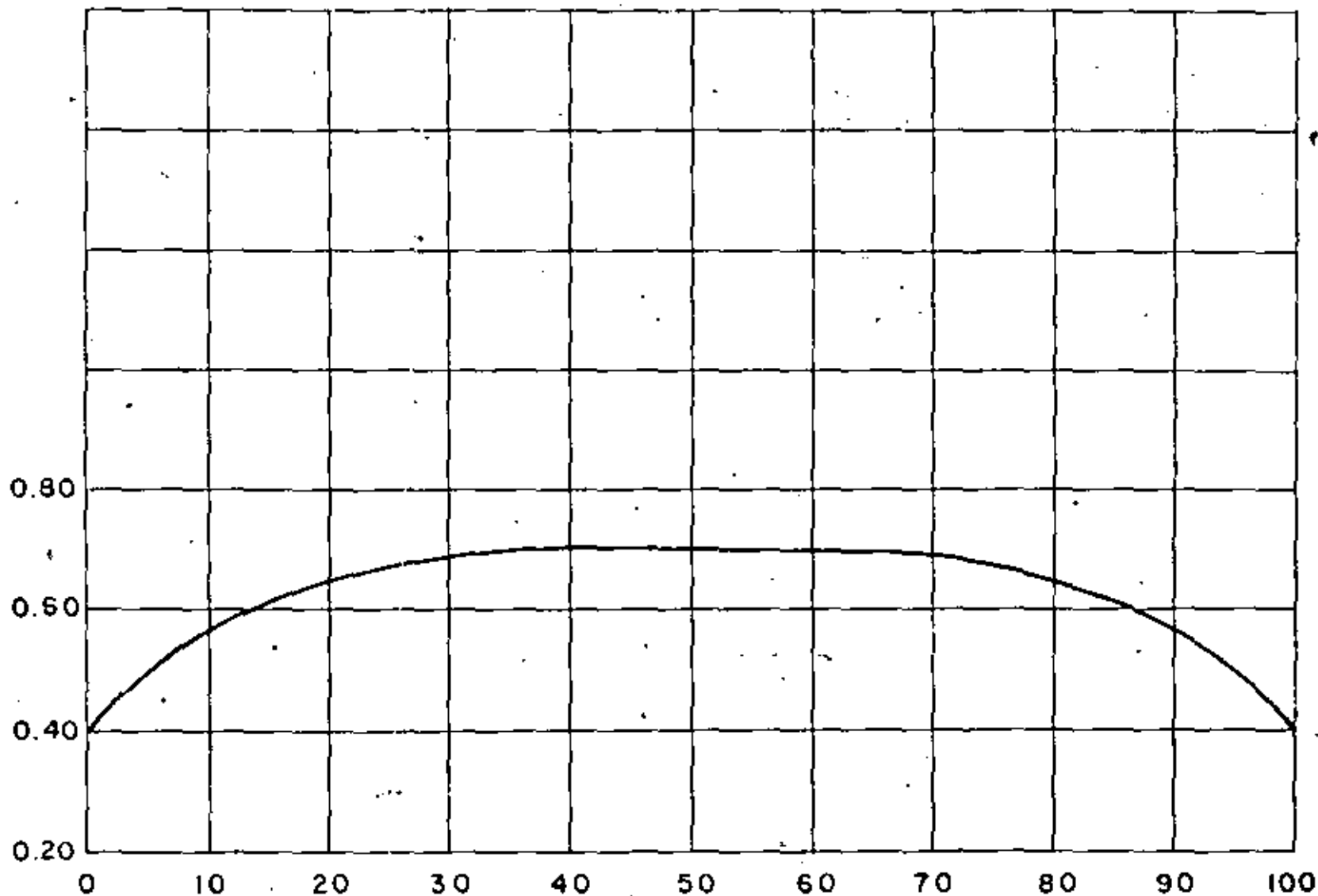


CULTIVO = FRIJOL

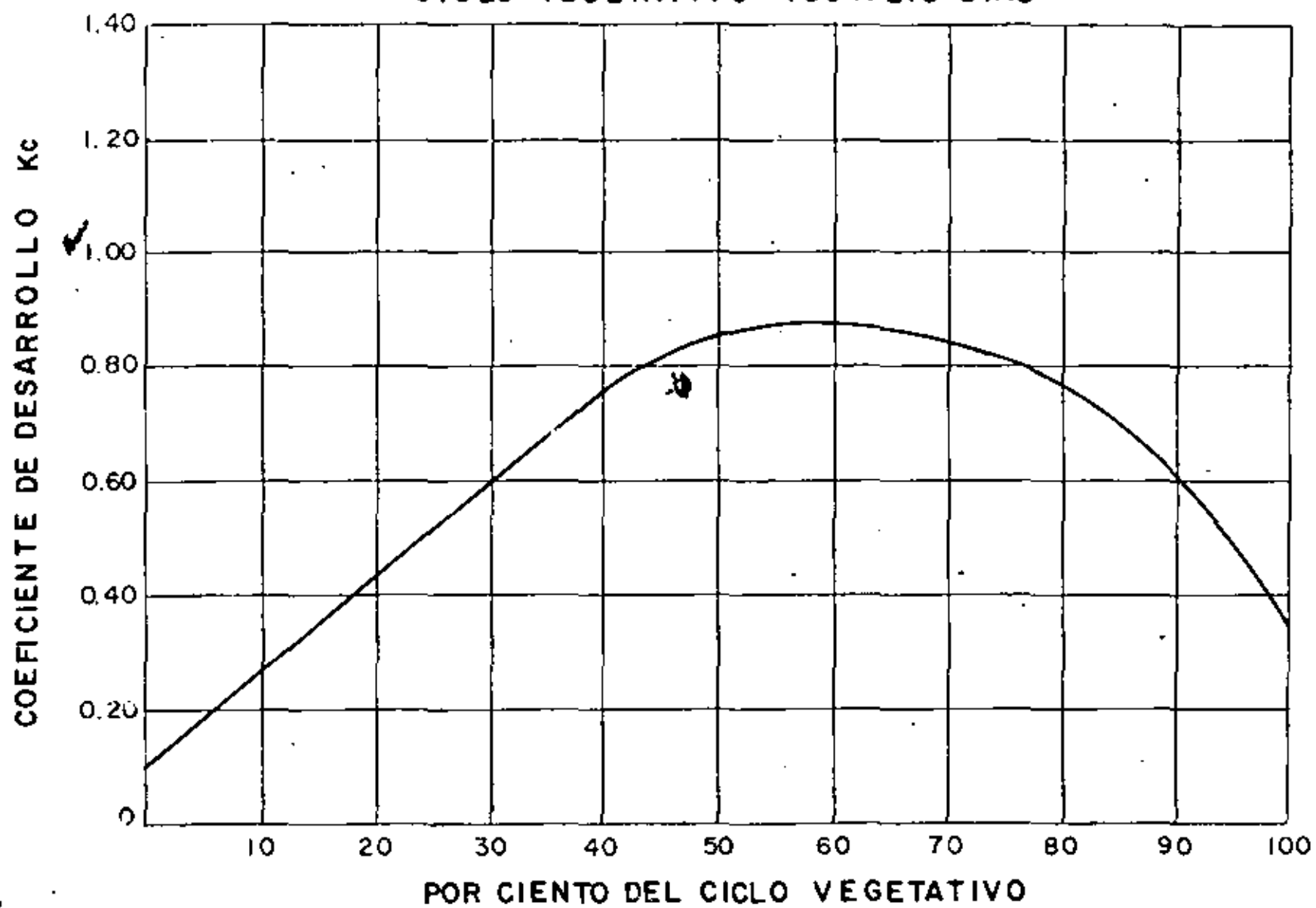
(8)

CICLO VEGETATIVO = 90 A 120 DIAS

COEFICIENTE DE DESARROLLO Kc

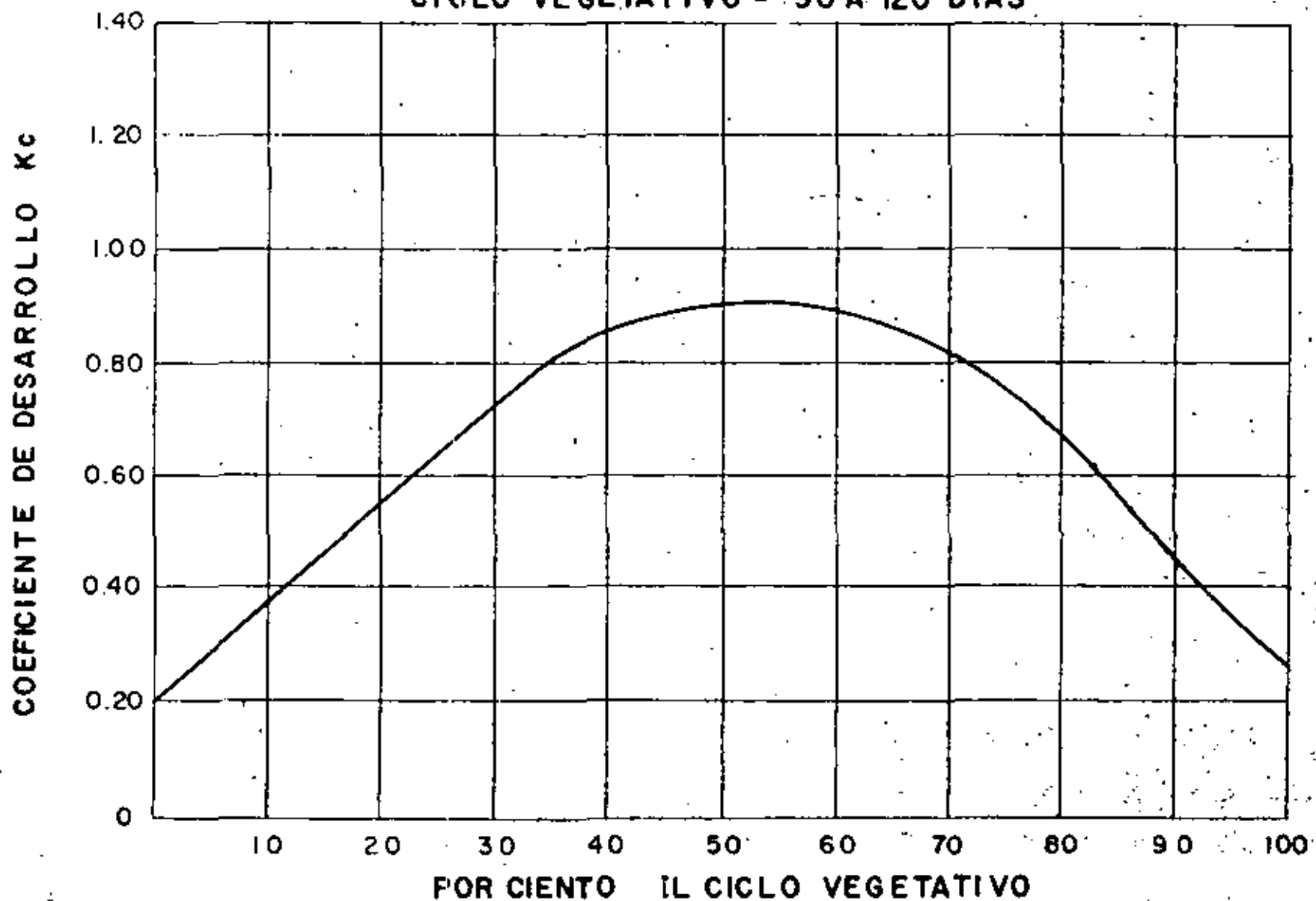


CULTIVO = ALGODON
CICLO VEGETATIVO = 180 A 210 DIAS



CULTIVO = AJONJOLI
CICLO VEGETATIVO = 90 A 120 DIAS

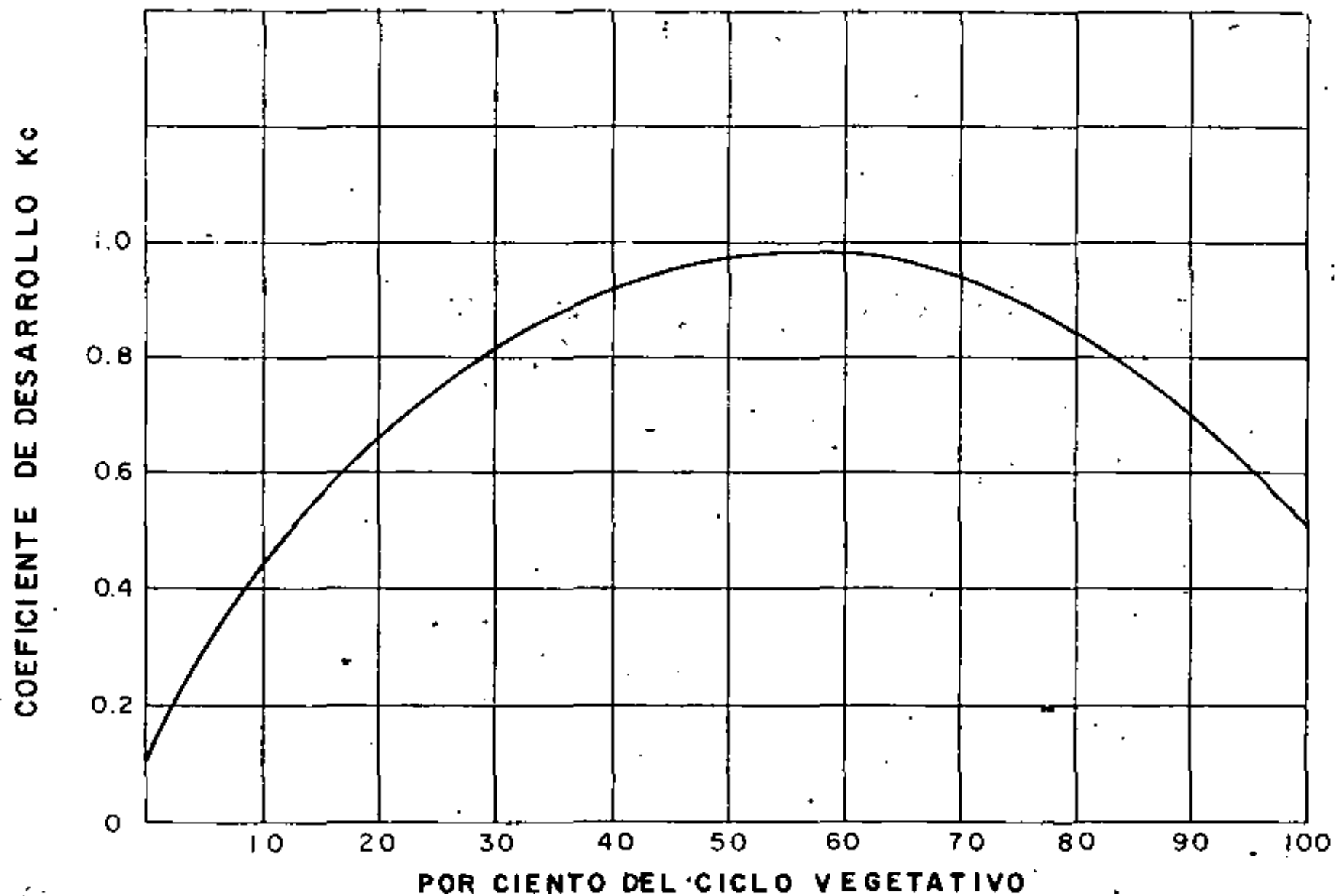
(10)



10

CULTIVO = JITOMATE
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(11)

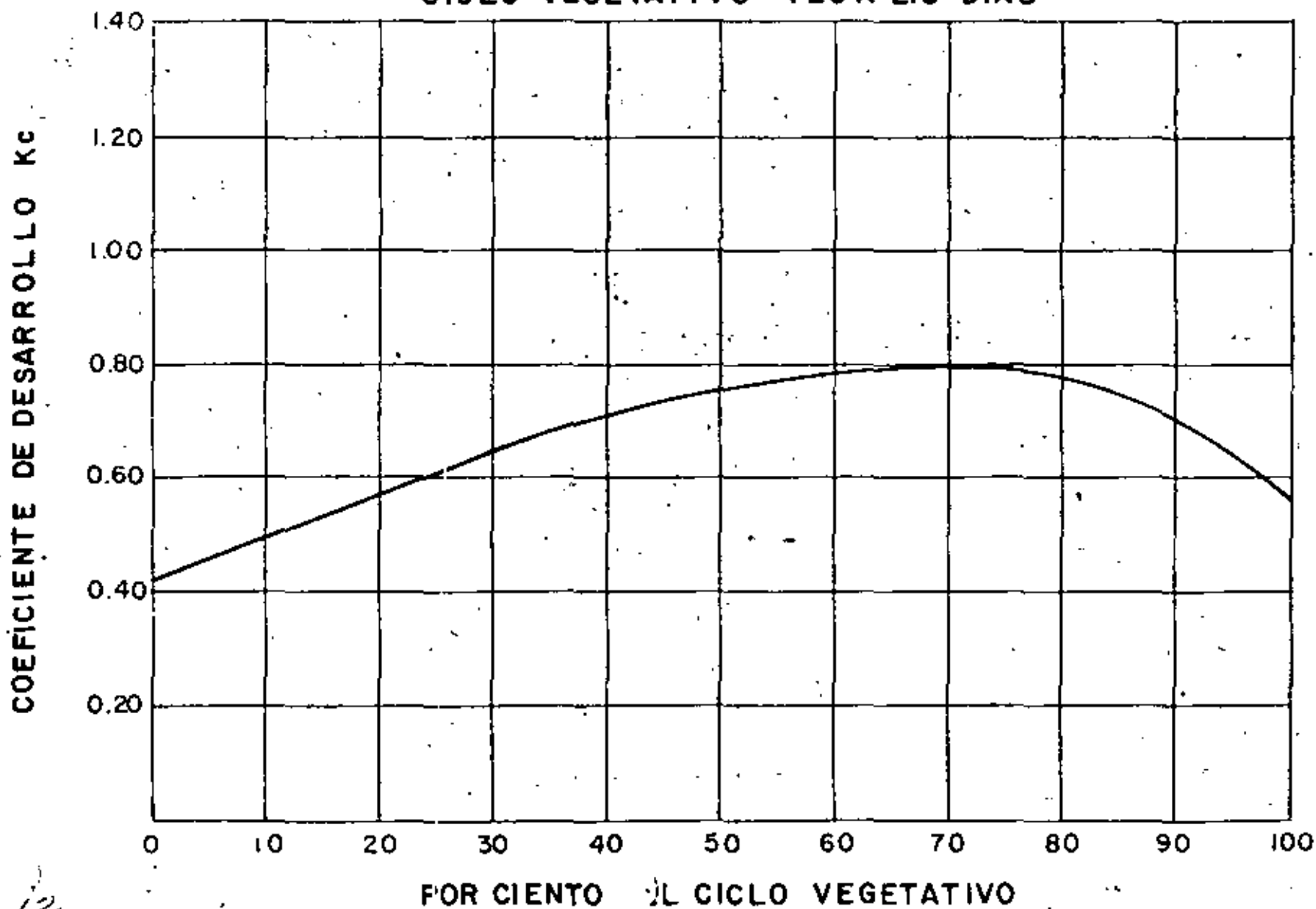


11

CULTIVO=MAIZ

(12)

CICLO VEGETATIVO = 120 A 210 DIAS

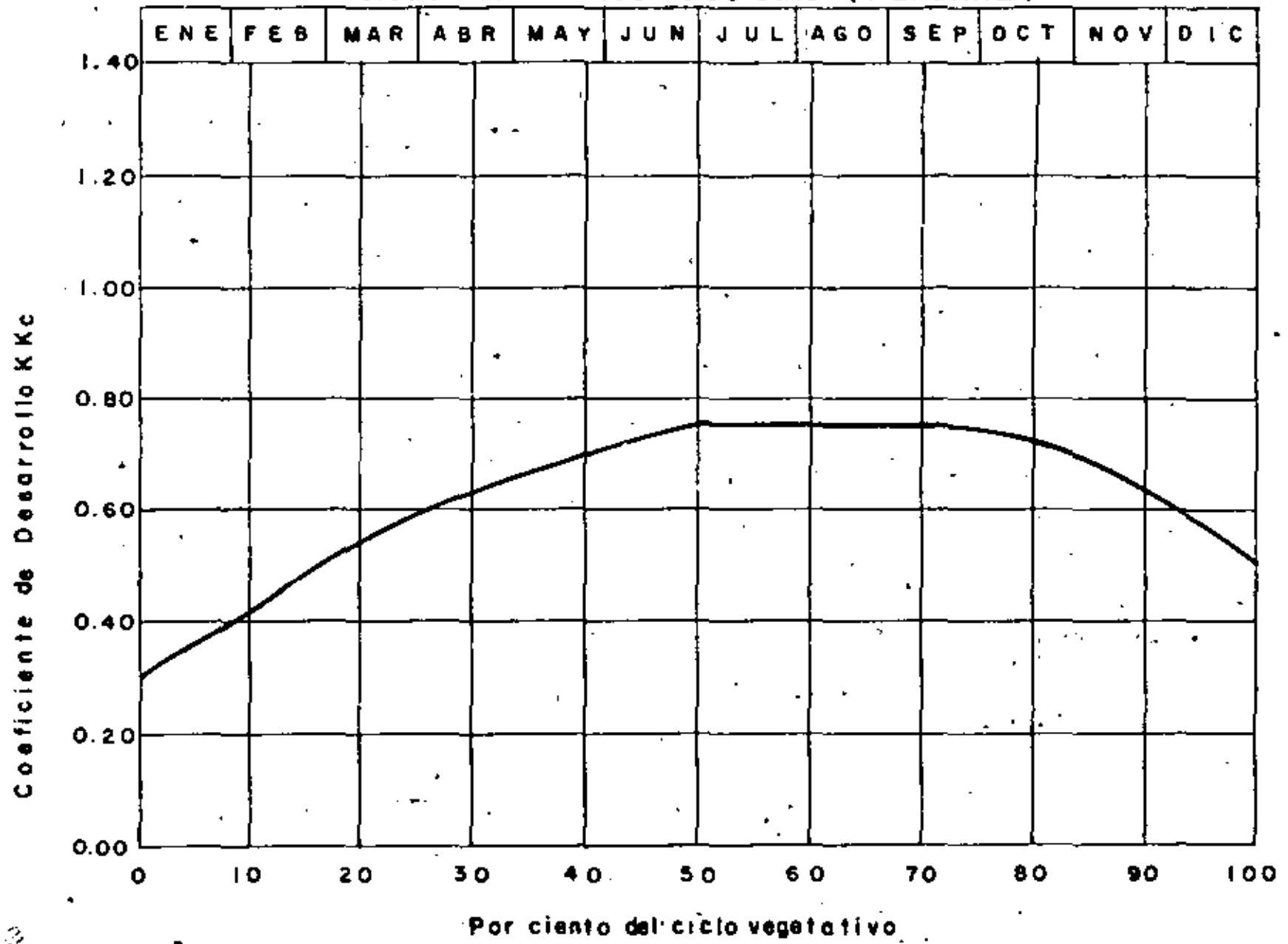


12

CULTIVO: FRUTALES
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS (PERENNE)

(13)

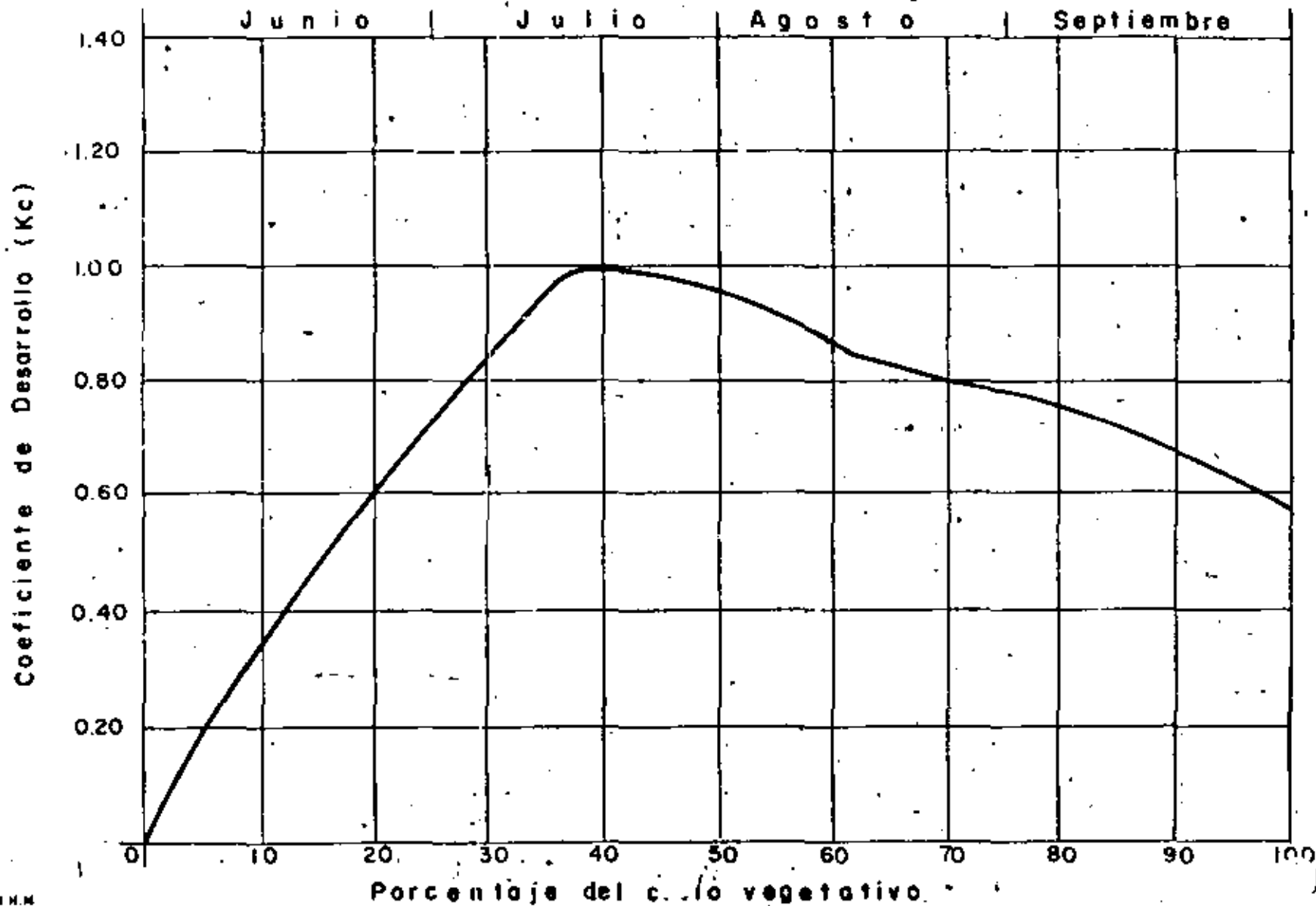
13



13

Cultivo: SORGO
Ciclo vegetativo: 120 días
Estado: Arizona (Salt River Valley)

(14)

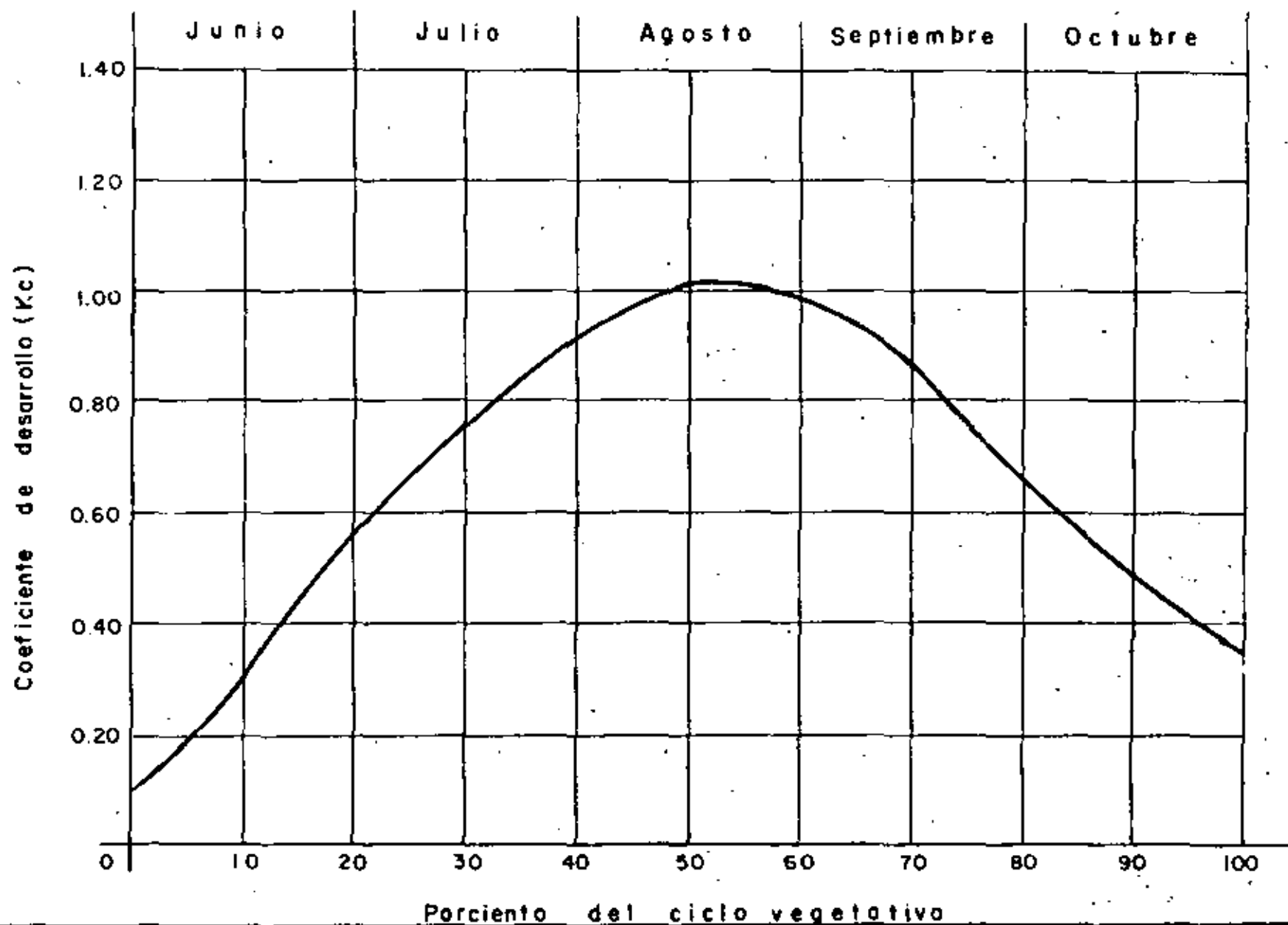


Cultivo: SORGO

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: Texas (Great Plains Field Station)

(15)

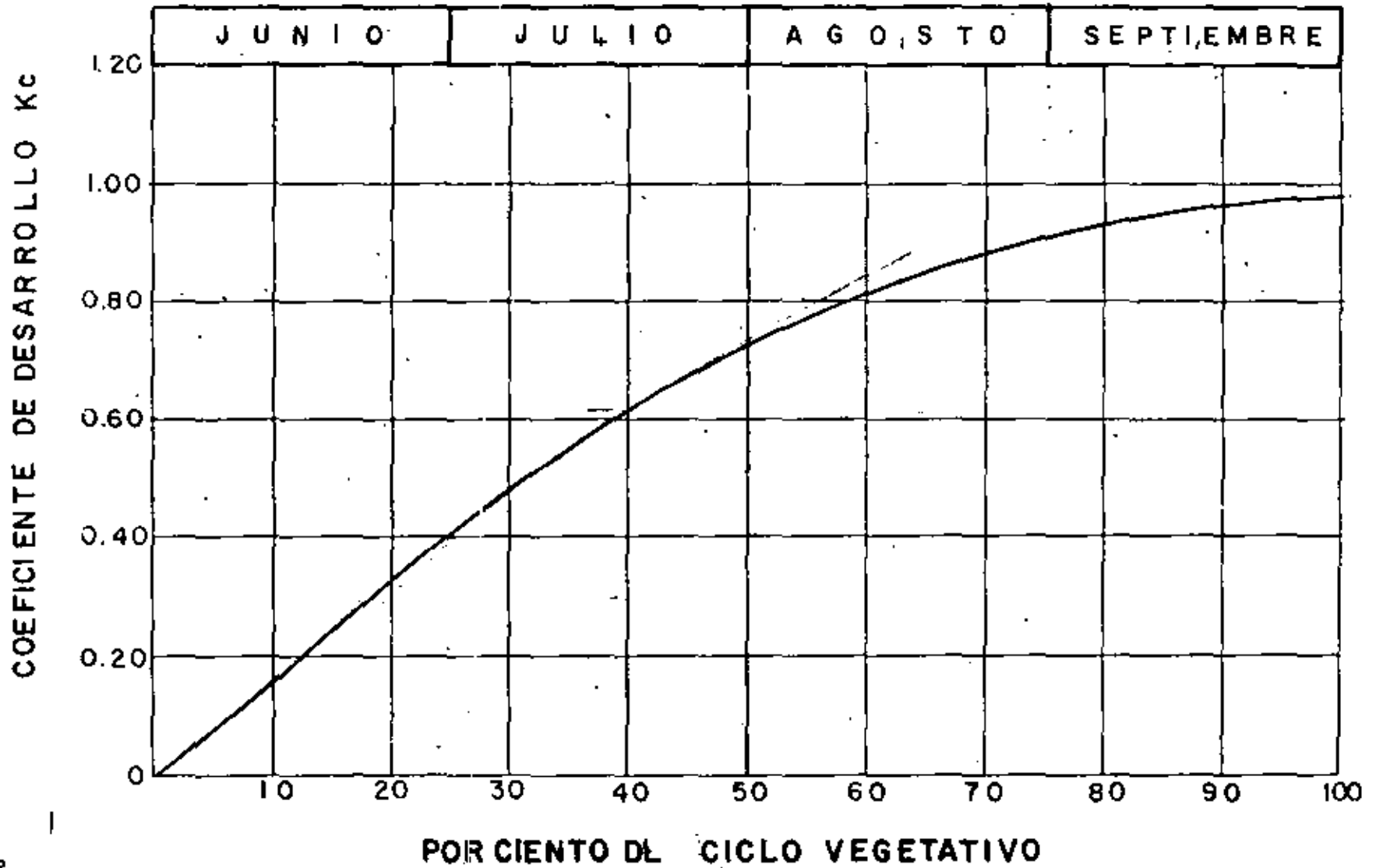


15

CULTIVO : P A P A
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(16)

ESTADO NEBRASKA (SCOTT SBLUFF)



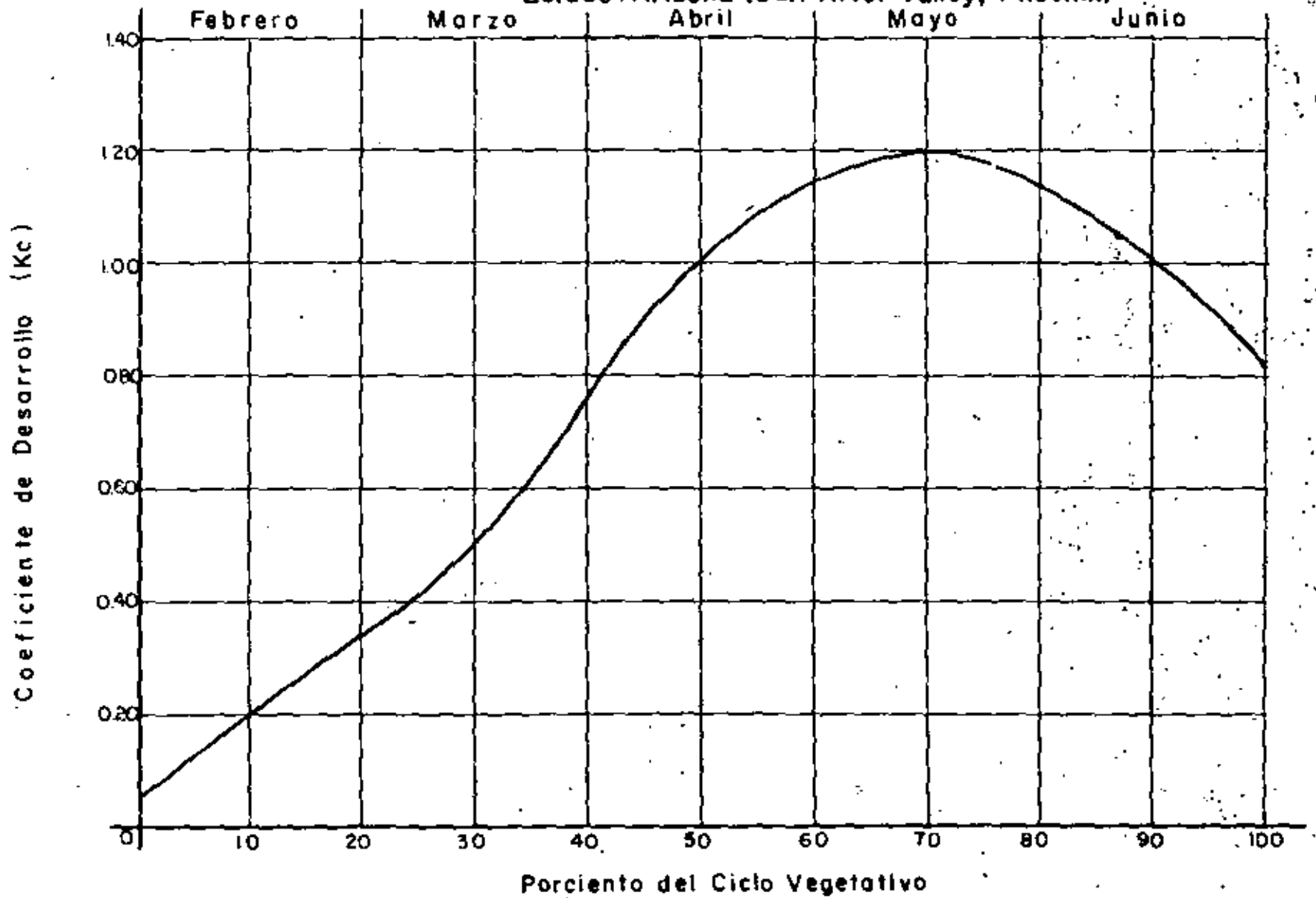
16

Cultivo: P A P A S

Ciclo vegetativo: 150 días.

Estado: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

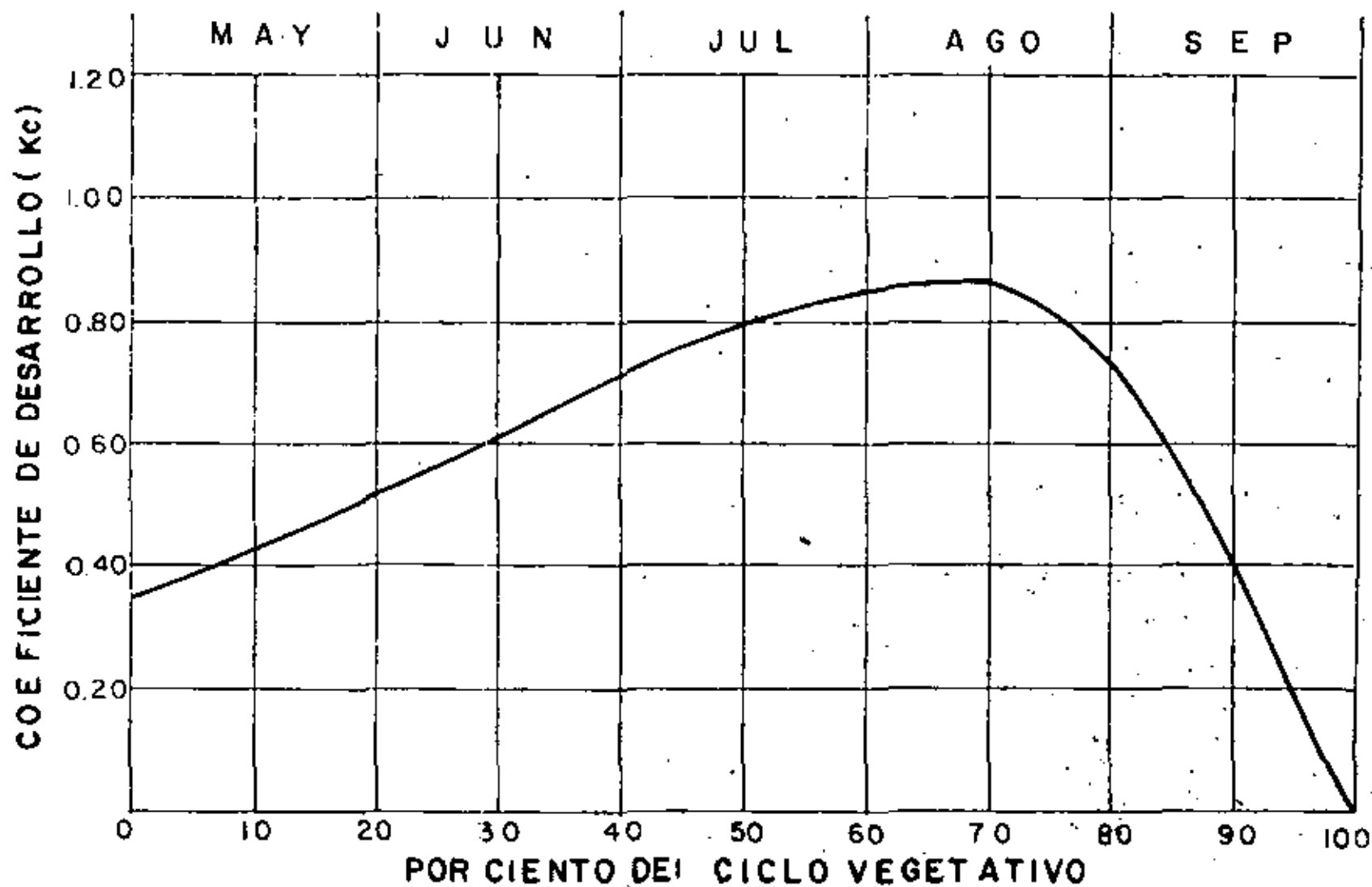
(17)



17

CULTIVO = PAPAS
CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS
ESTADO: SOUTH DAKOTA

(18)

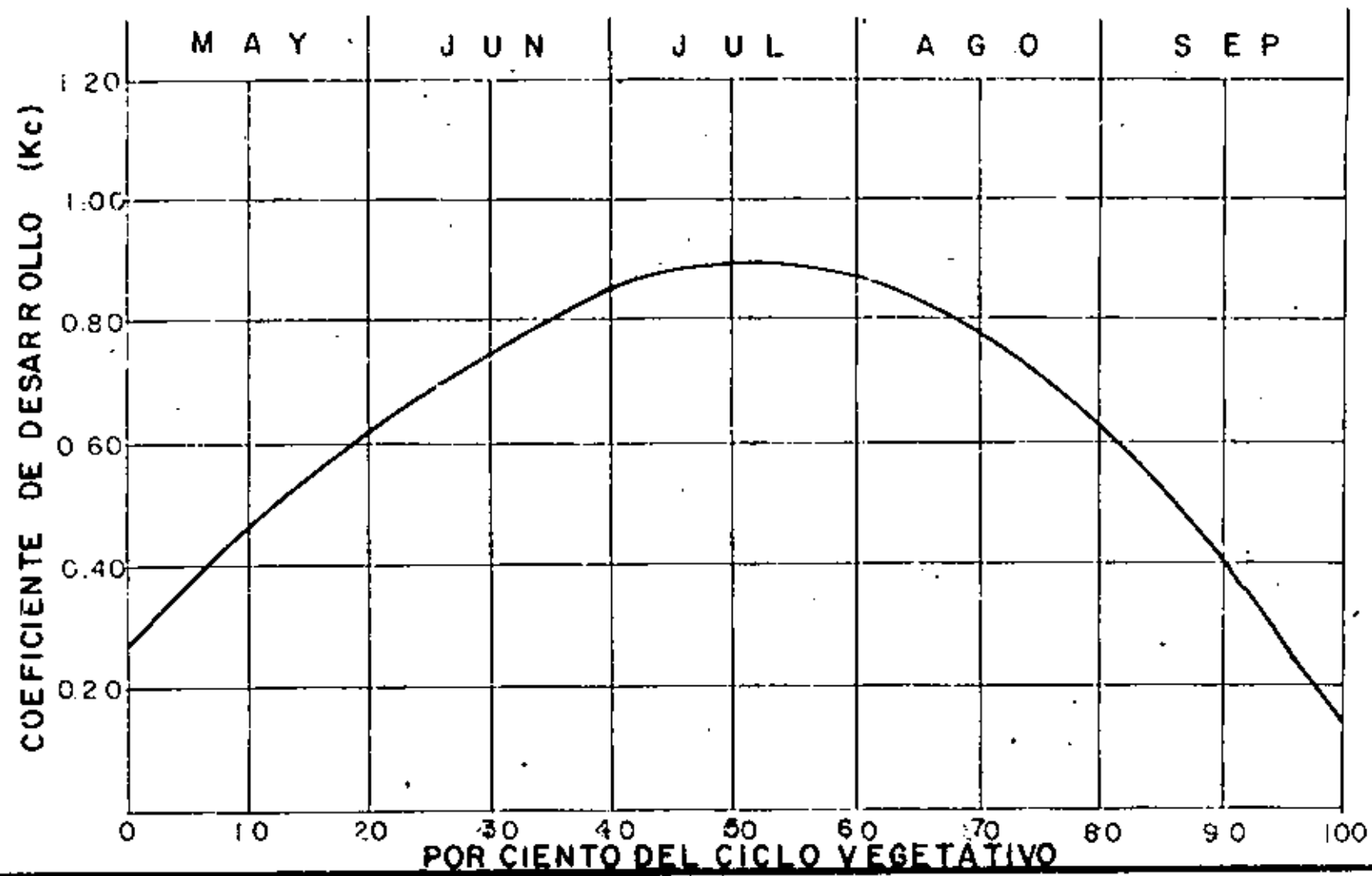


18

CULTIVO = PAPAS
CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS
ESTADO: NORTH DAKOTA

(19)

61, 19

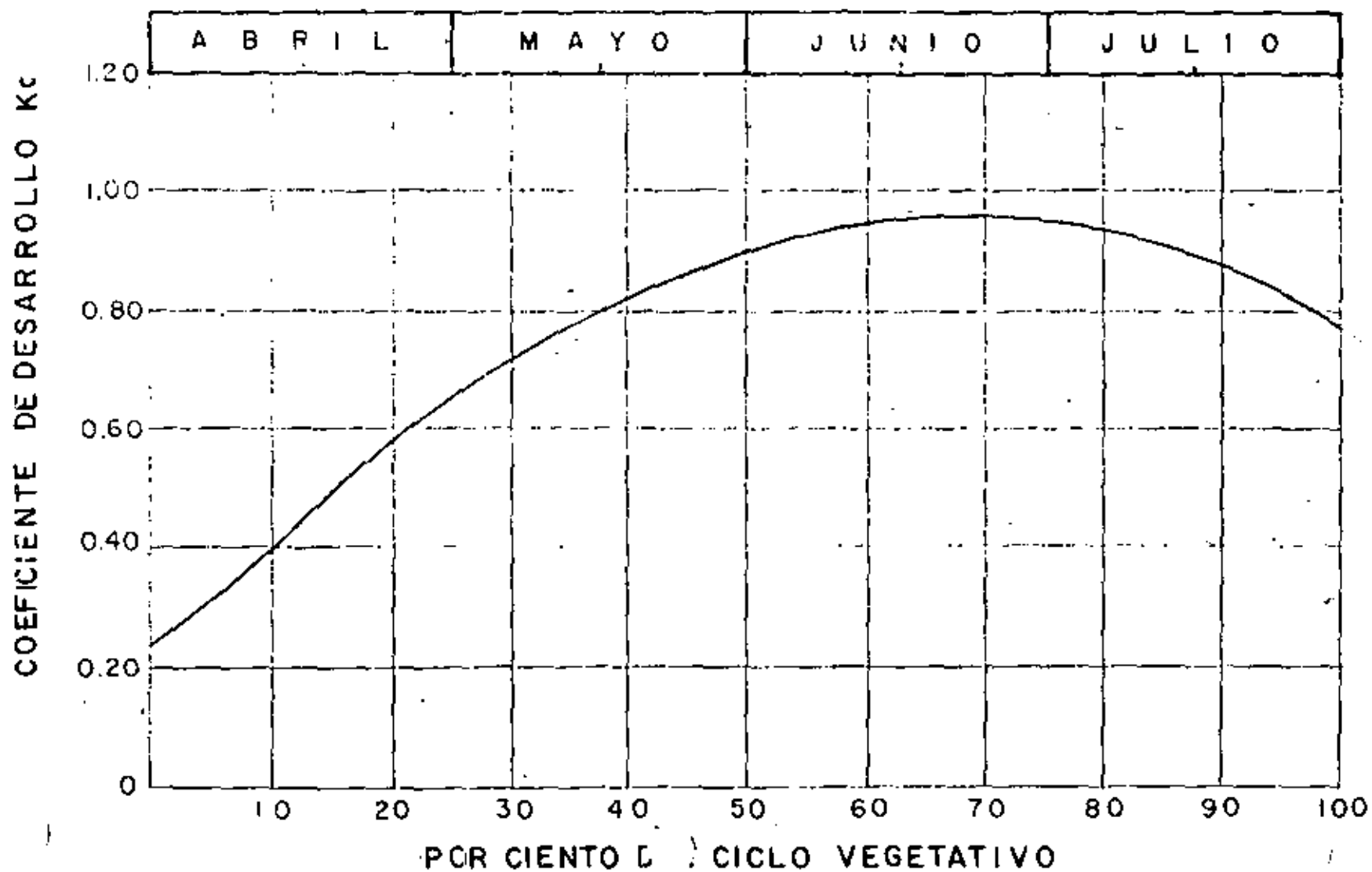


CULTIVO = PAPAS
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(20)

ESTADO CALIFORNIA (DAVIS SACRAMENTO)

20

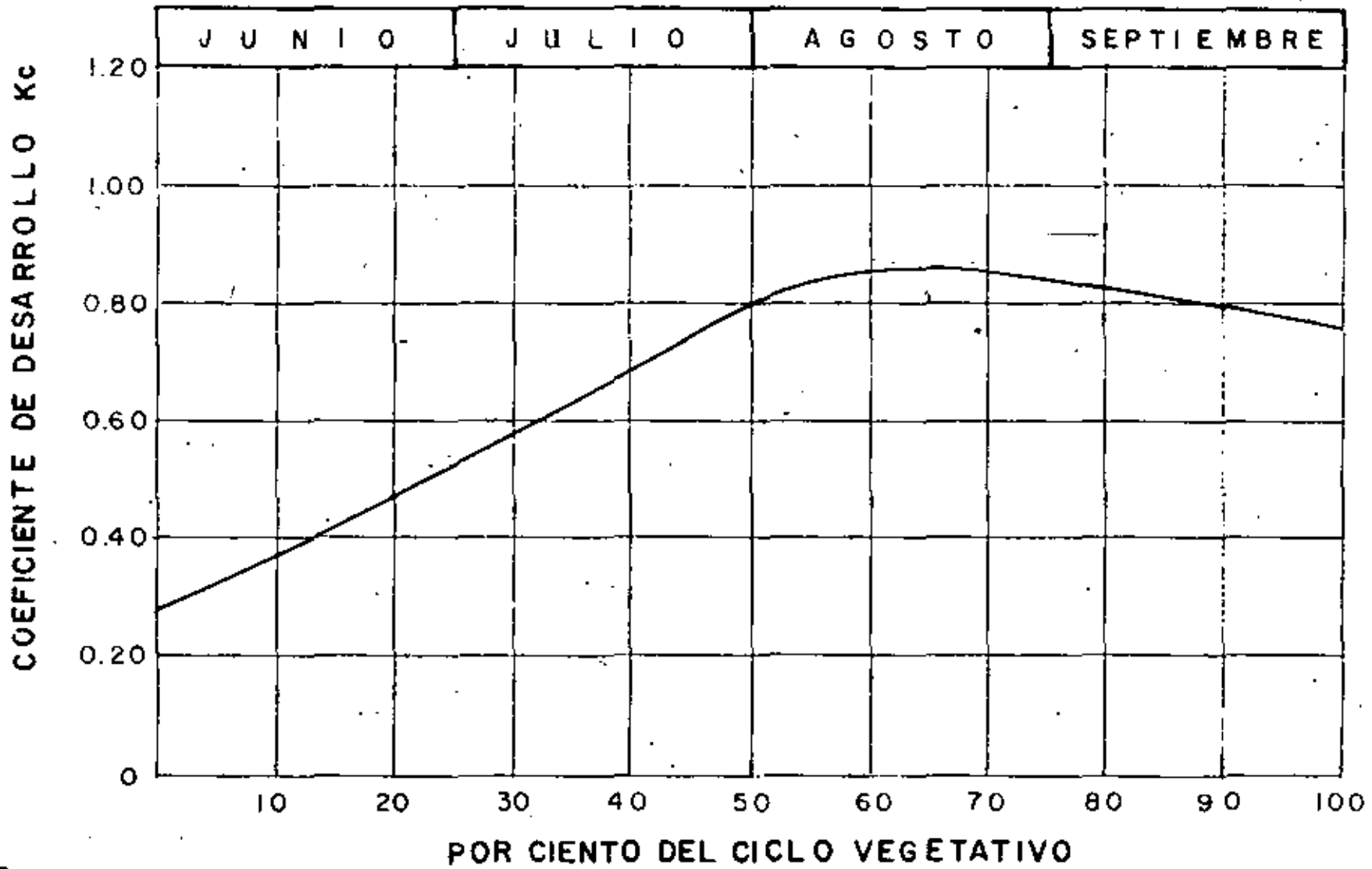


CULTIVO = PAPA
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(21)

ESTADO : UTAH (LOGAN)

21

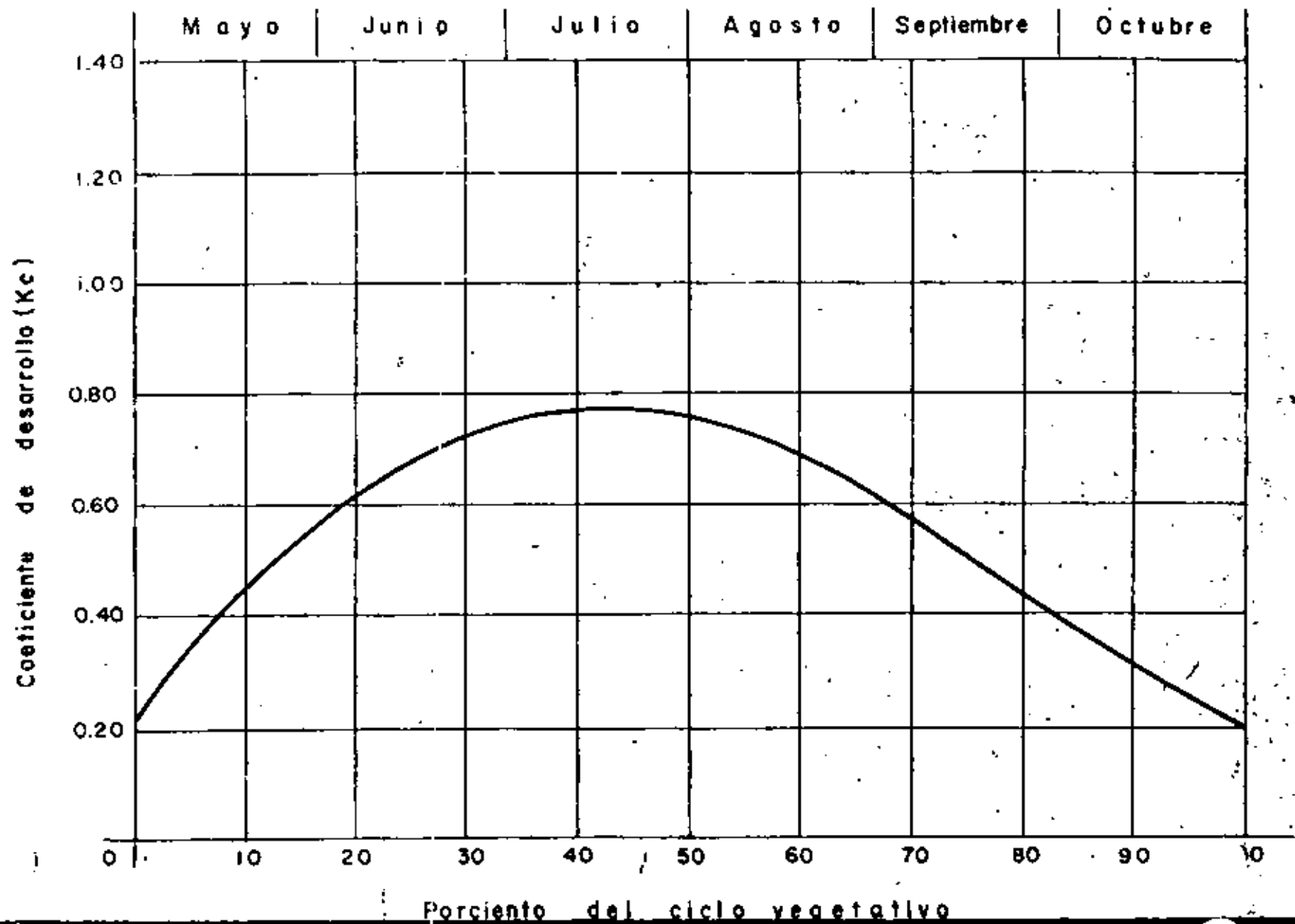


Cultivo : BETABEL

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: California (Santa Ynez)

(22)



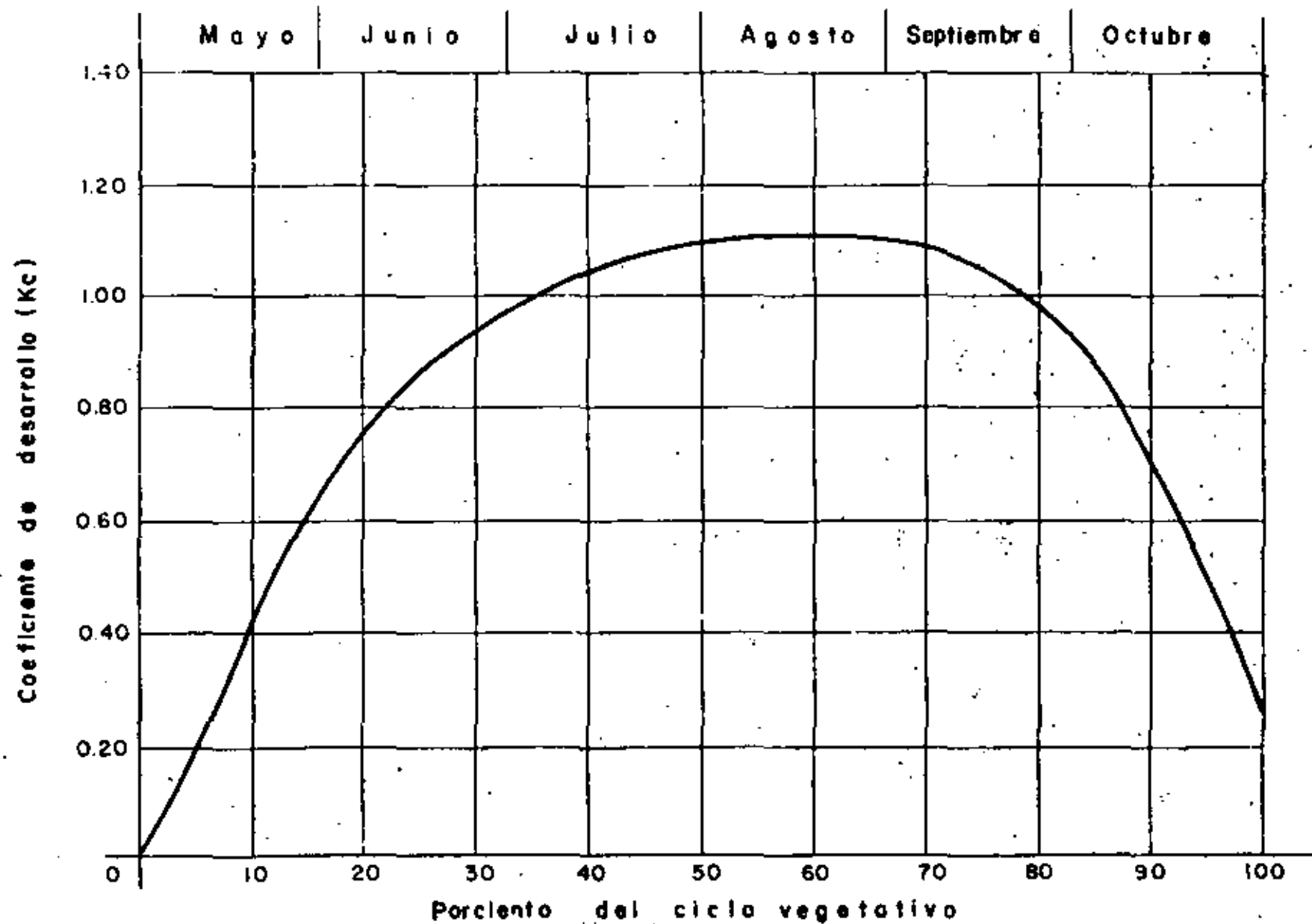
22

Cultivo: BETABEL

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado : Montana (Huntley)

(23)



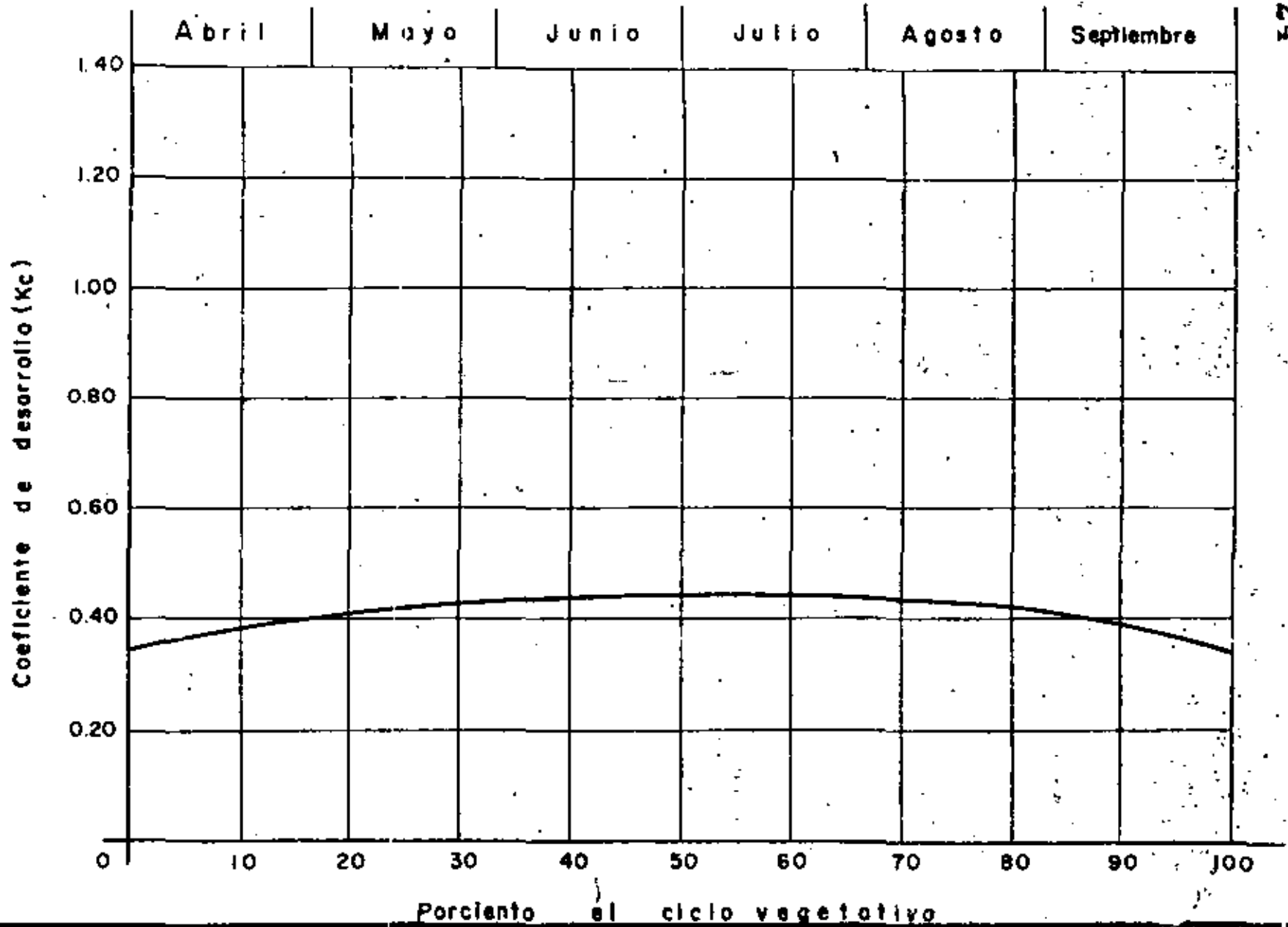
Cultivo : BETABEL

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: California (Regiones Costeras)

(24)

24

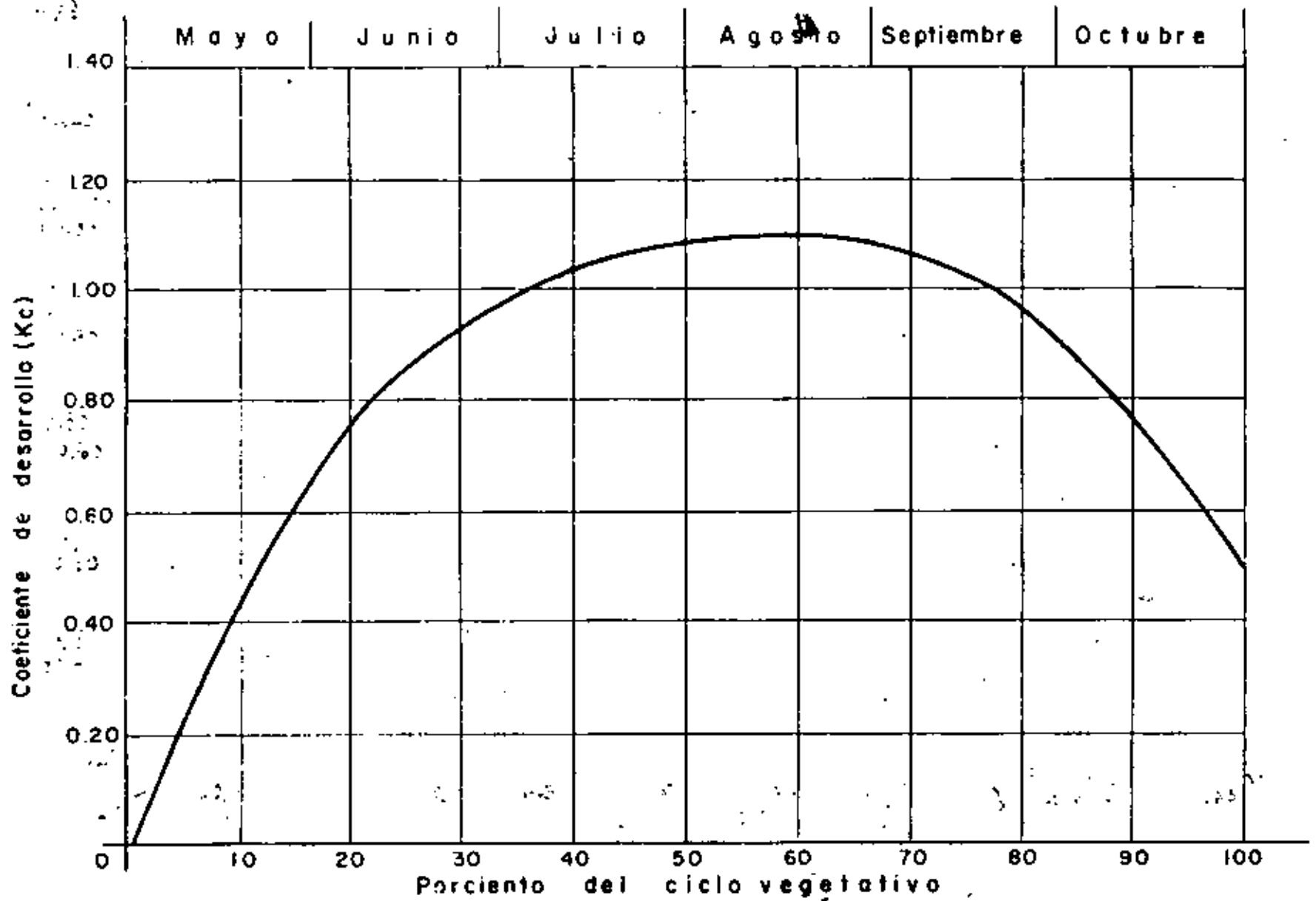


Cultivo: BETABEL

(25)

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: South Dakota (Redfield Development Farm)

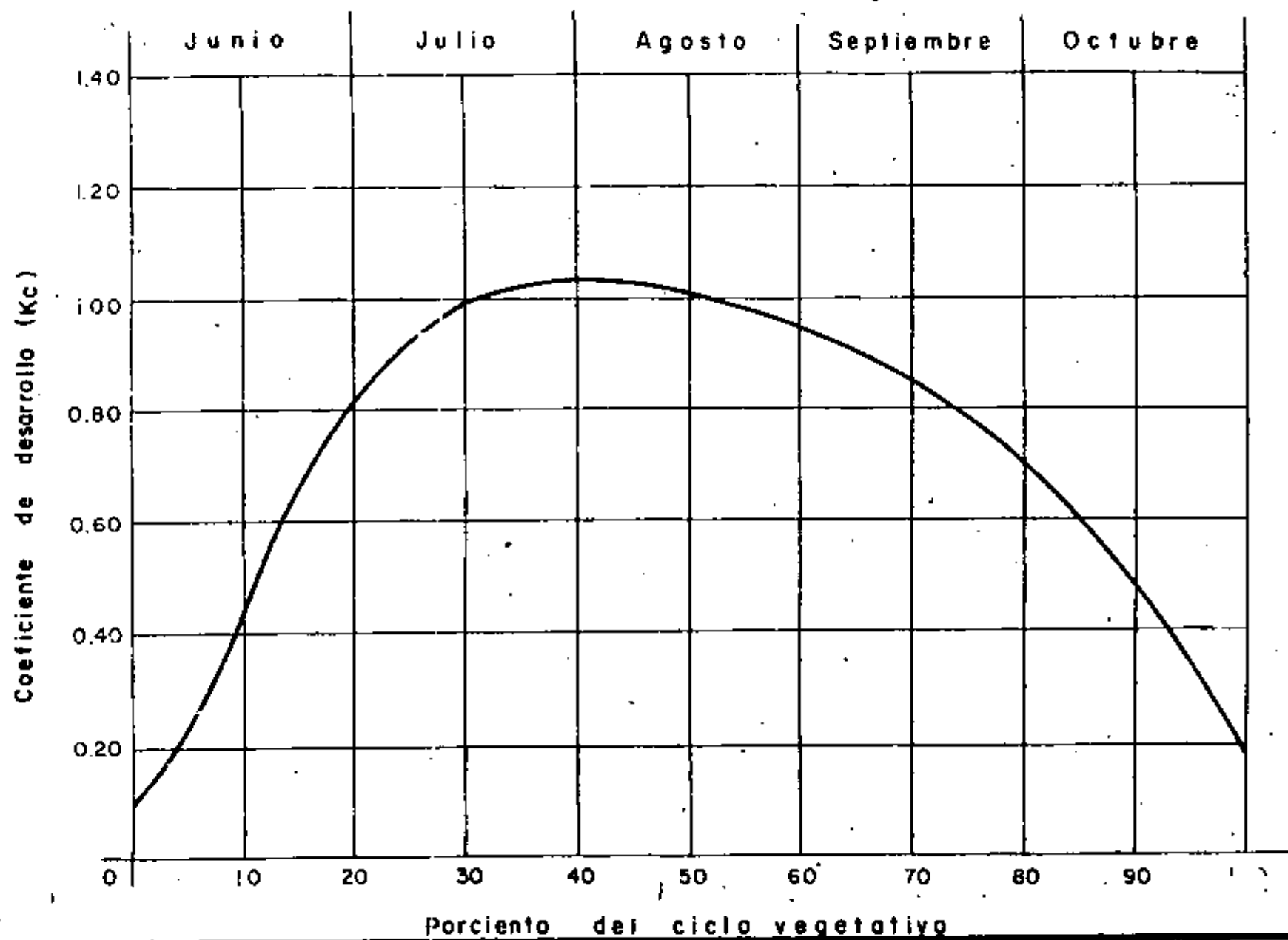


Cultivo: SORGO

Ciclo vegetativo: 150 días

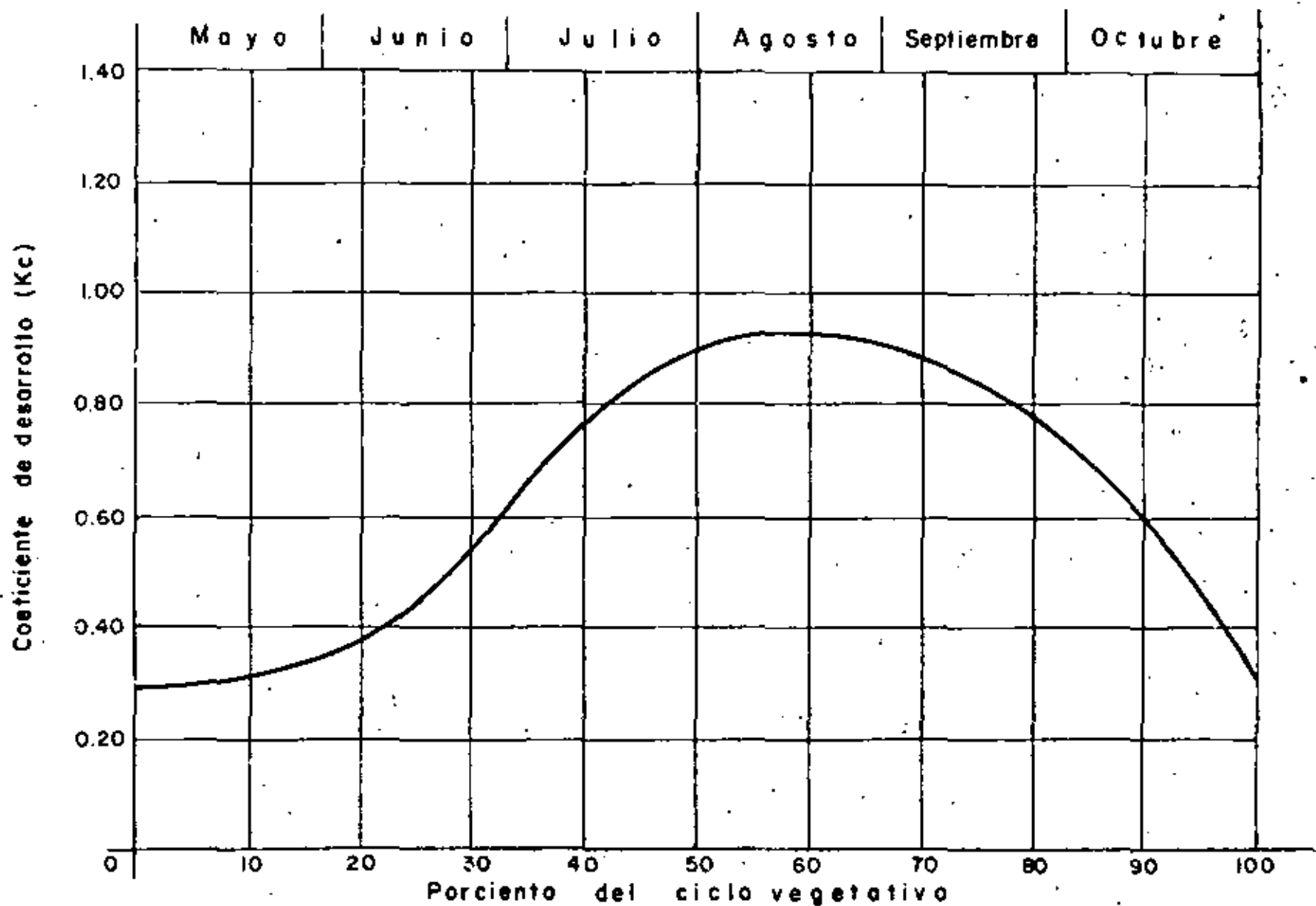
Estado: Kansas (Garden City)

(26)



Cultivo: BETABEL
Ciclo vegetativo: 180 días
Estado: Utah (Logan)

(27)

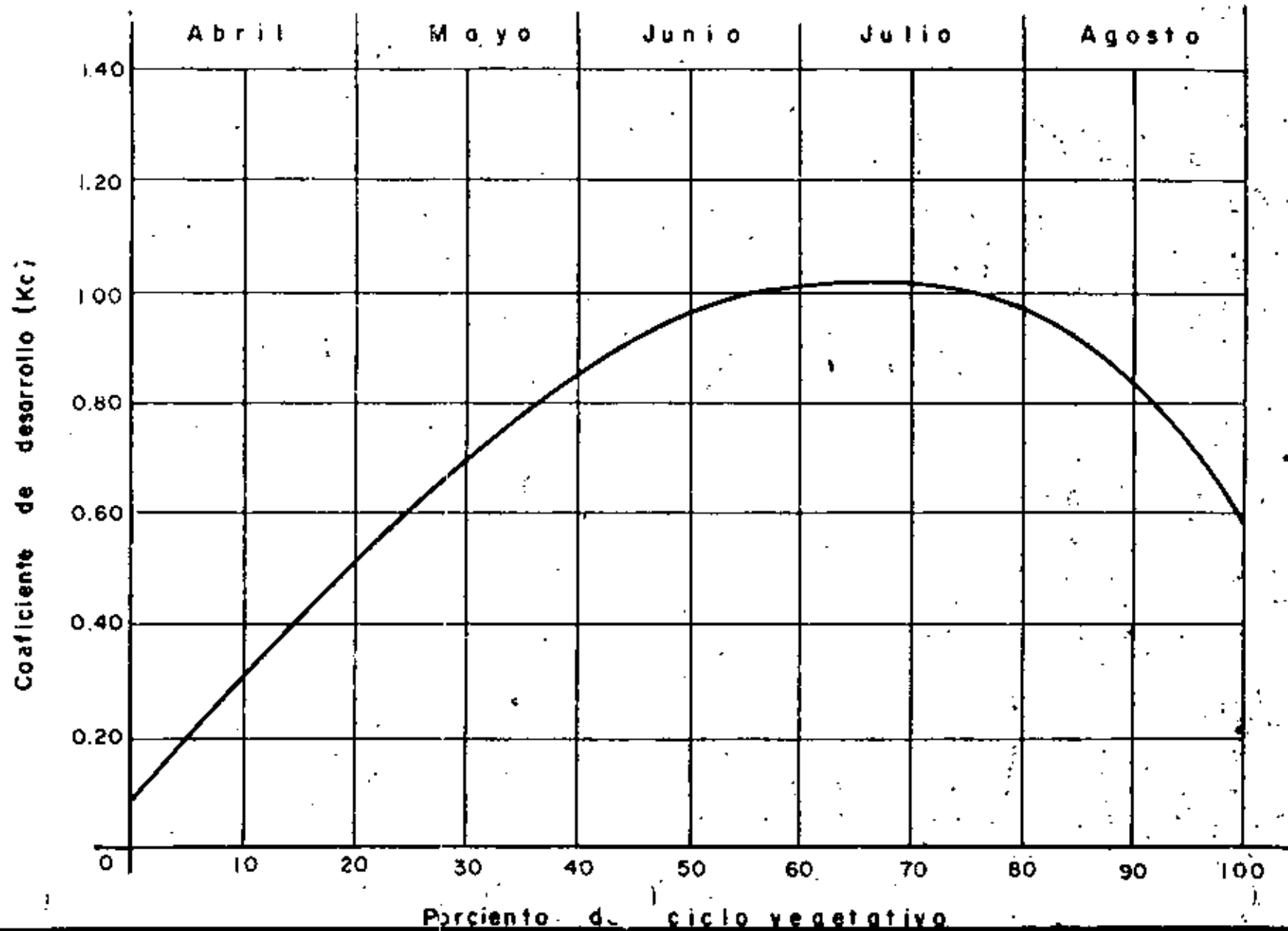


Cultivo: BETABEL

(28)

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: Norte de California

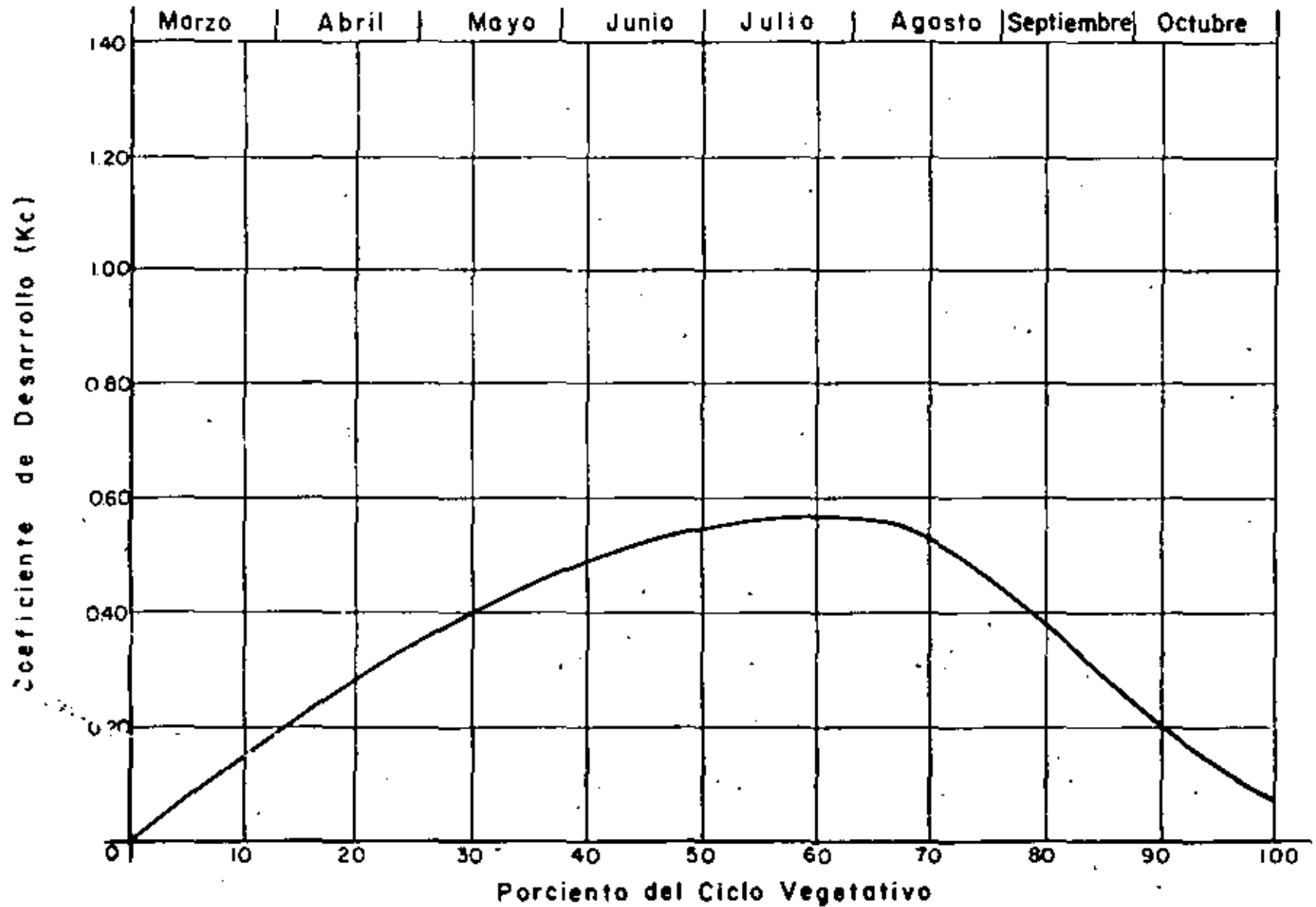


Cultivo: PASTOS

Ciclo vegetativo: 240 días

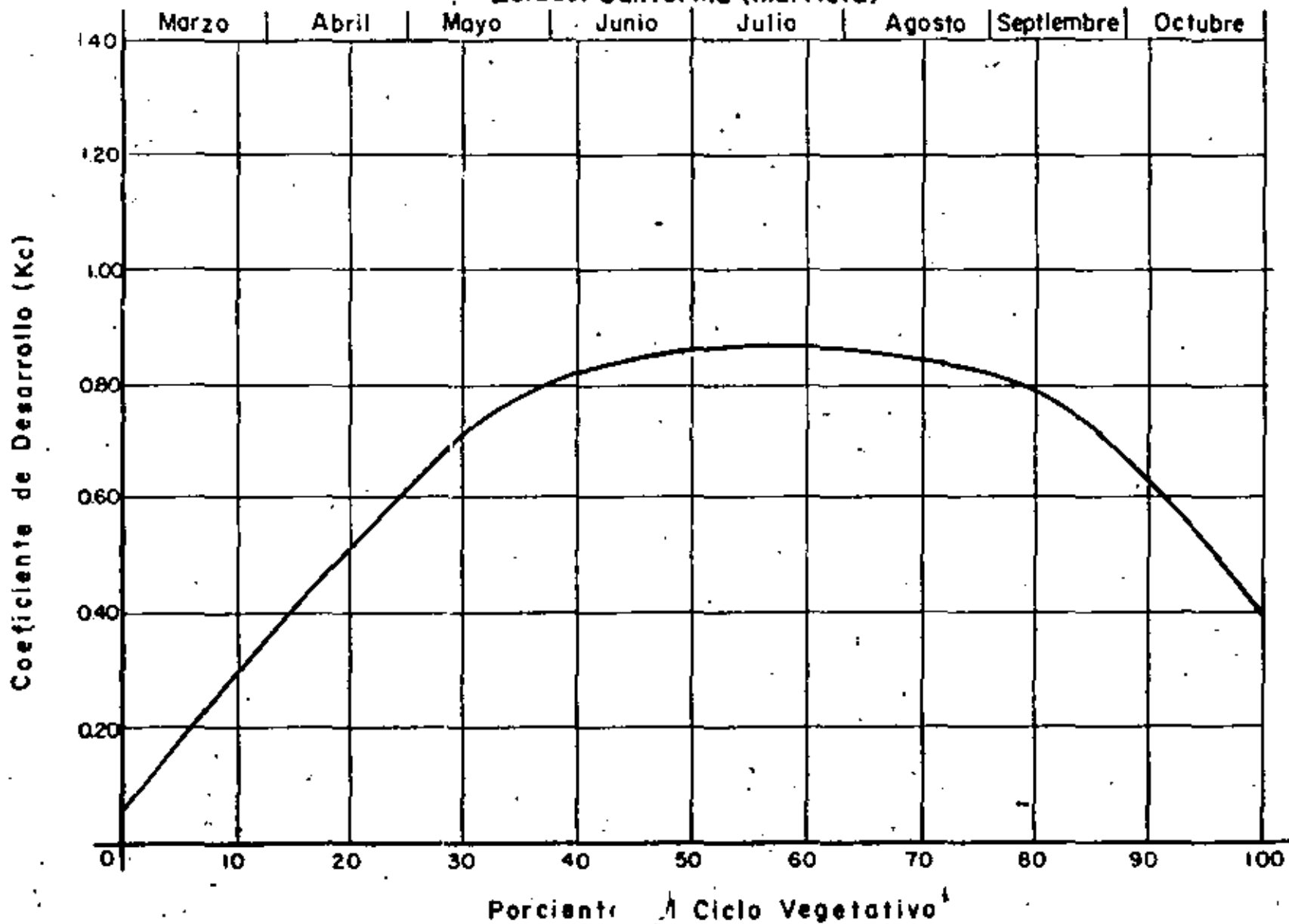
Estado: California (Davis, Sacramento)

(29)



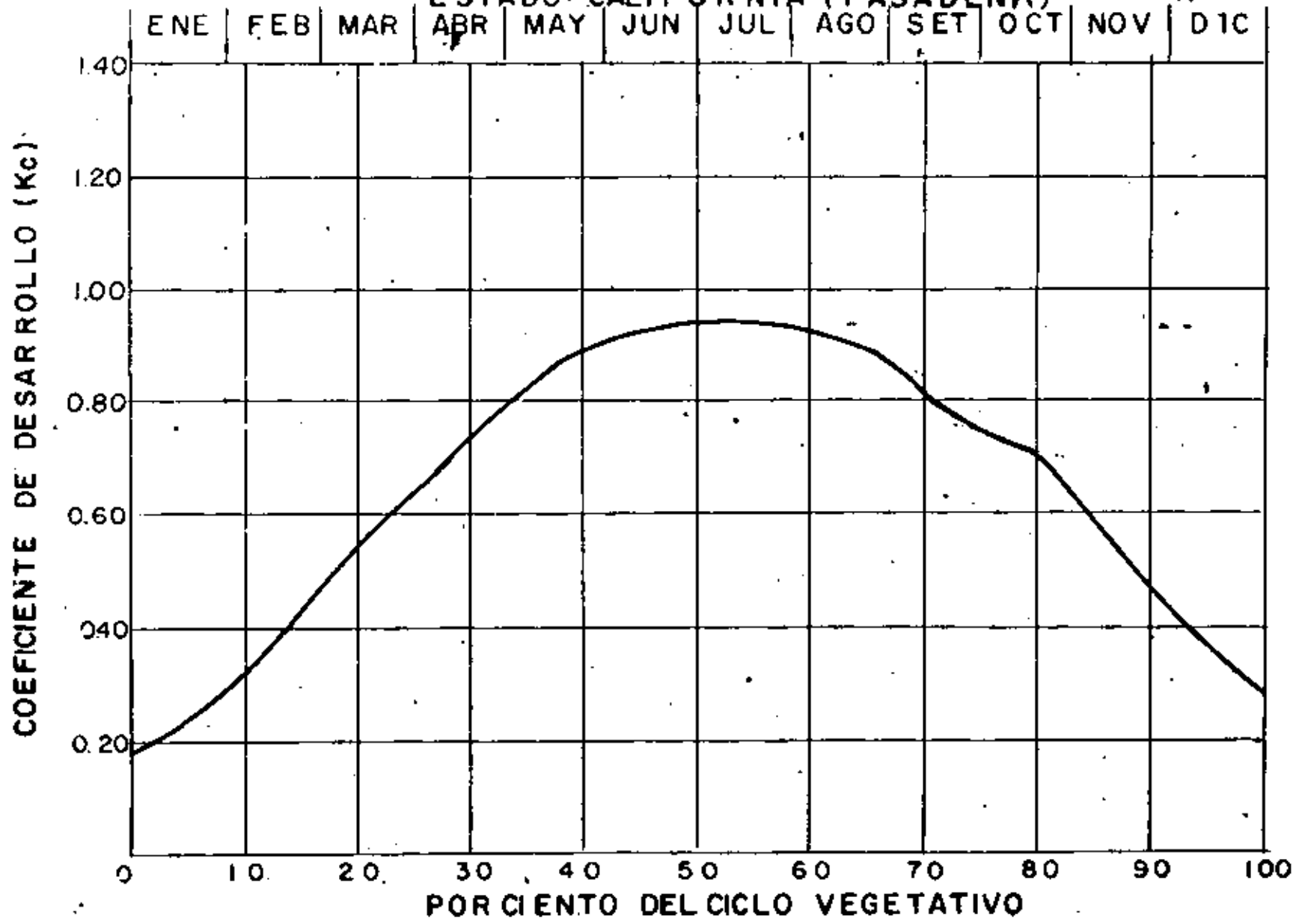
Cultivo: PASTOS
Ciclo vegetativo: 240 días.
Estado: California (Murrieta)

(30)



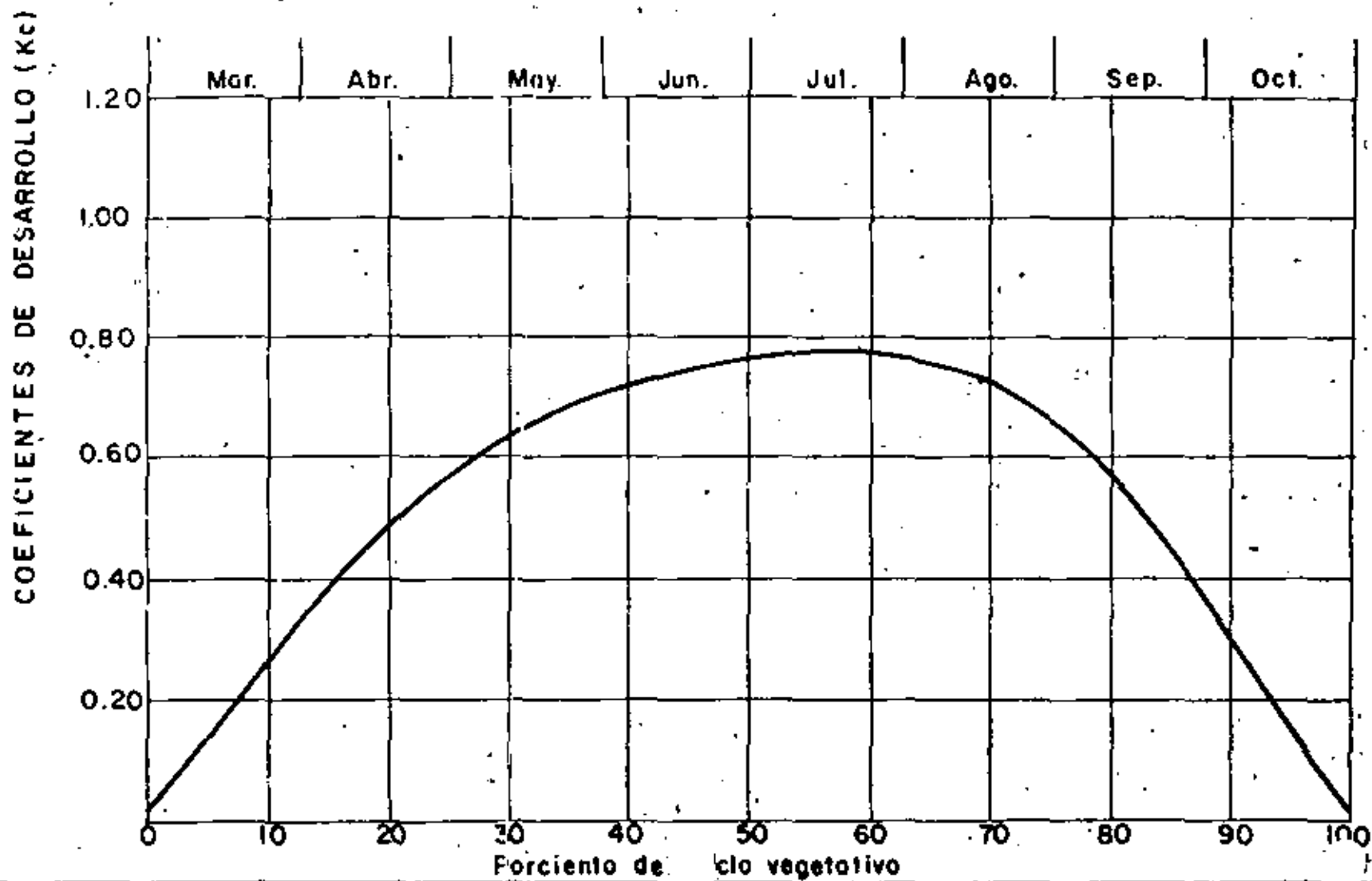
CULTIVO = PASTO
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (PASADENA)

(31)

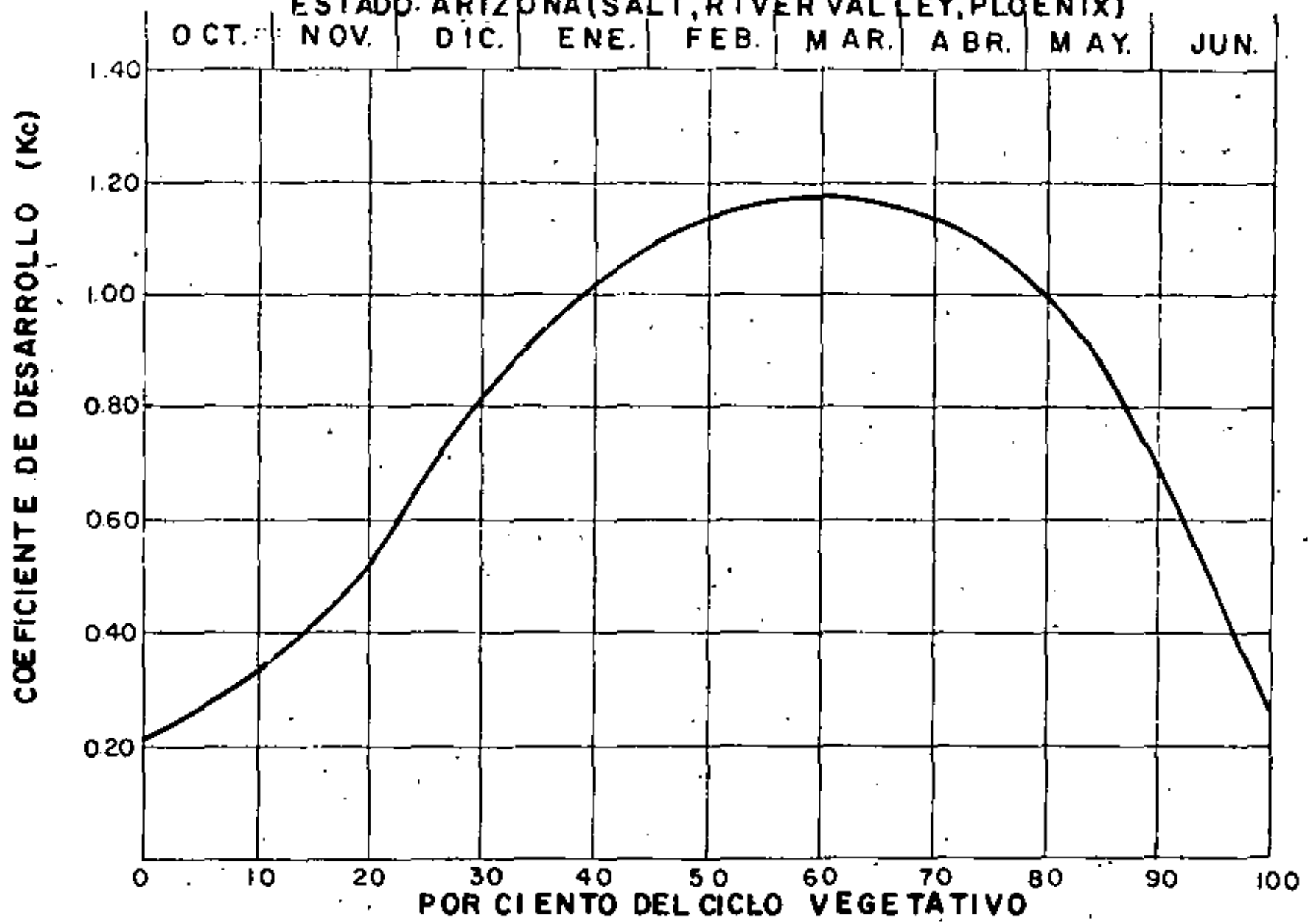


CULTIVO: PASTOS
Ciclo vegetativo: 240 días
Estado: California (merced)

(32)



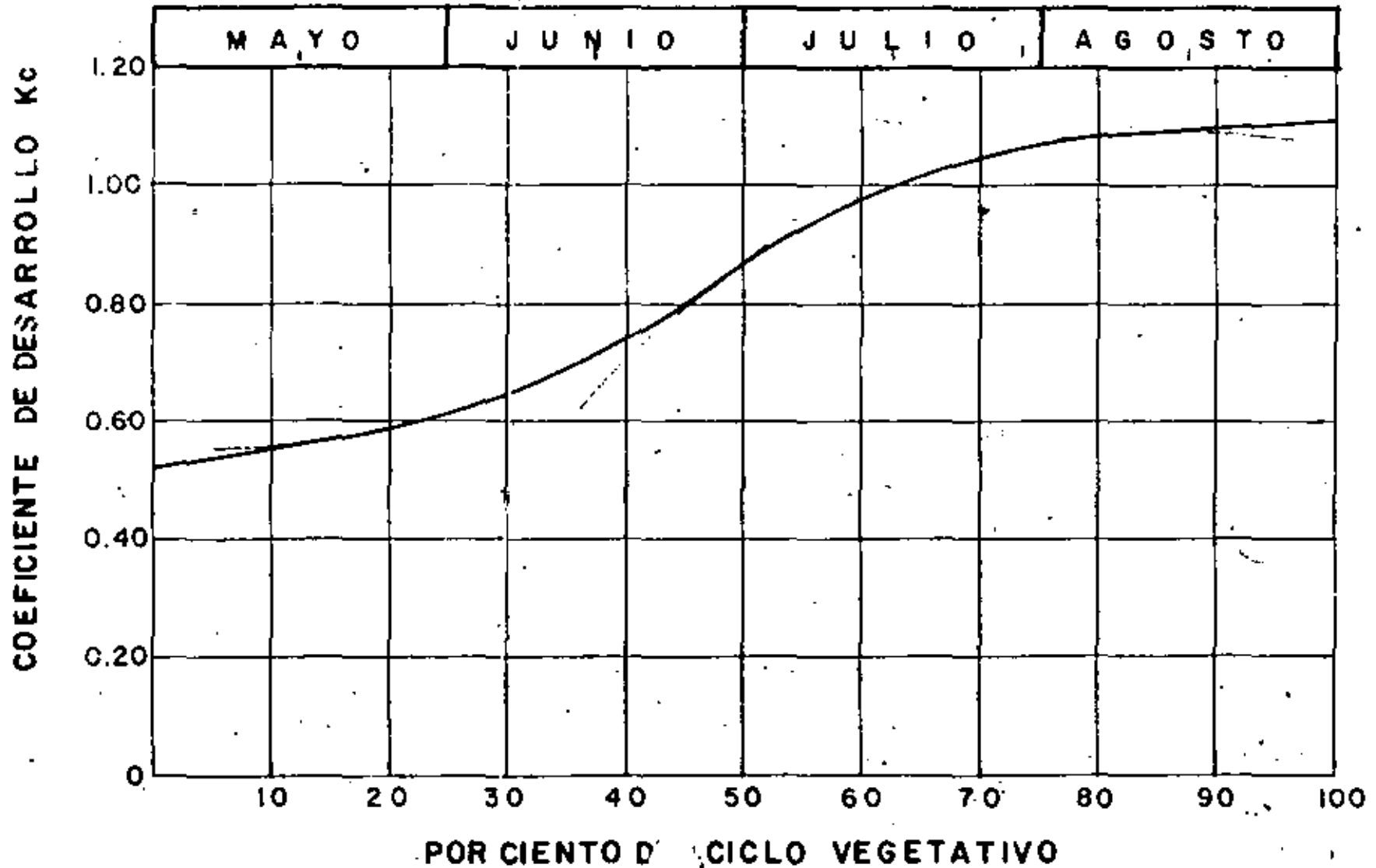
CULTIVO = LINO
CICLO VEGETATIVO = 270 DIAS
ESTADO: ARIZONA (SALT RIVER VALLEY, PLOENIX)



CULTIVO : L I N O
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

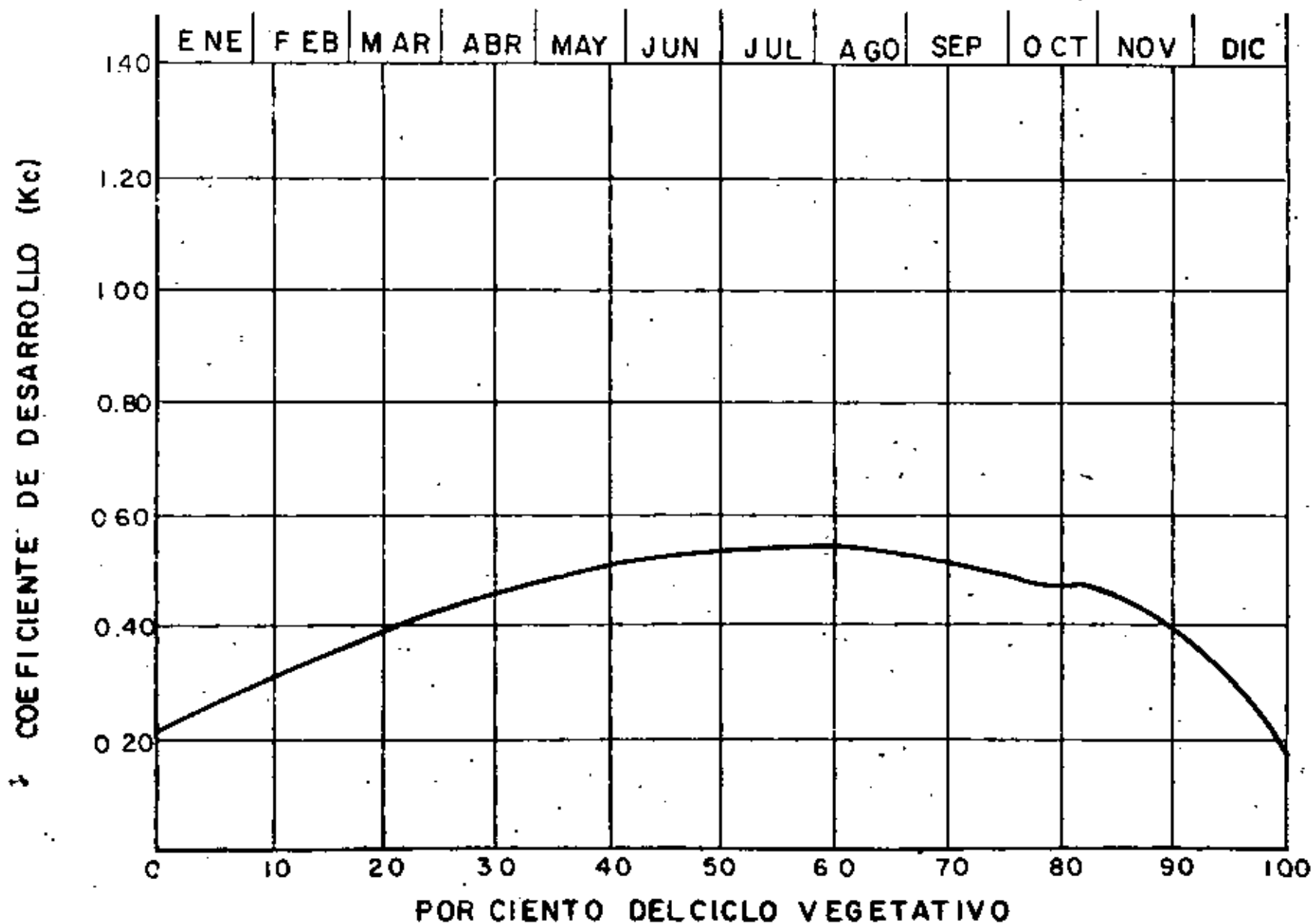
(34)

ESTADO : SOUTH DAKOTA : REDFIELD DEVELOPMENT FARM



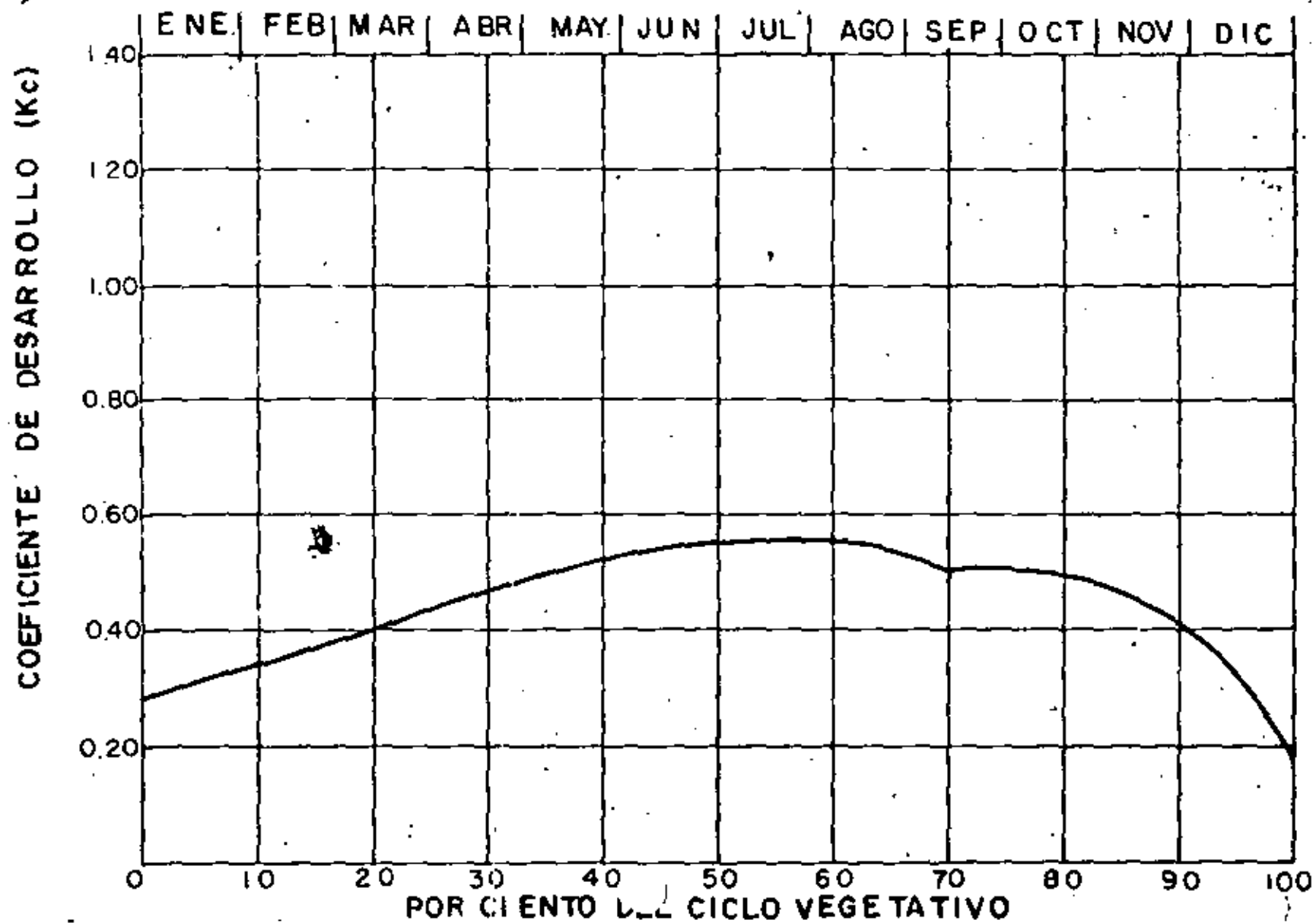
CULTIVO = NARANJA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (REGIONES COSTERAS)

(35)



CULTIVO = NARANJA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (LOS ANGELES)

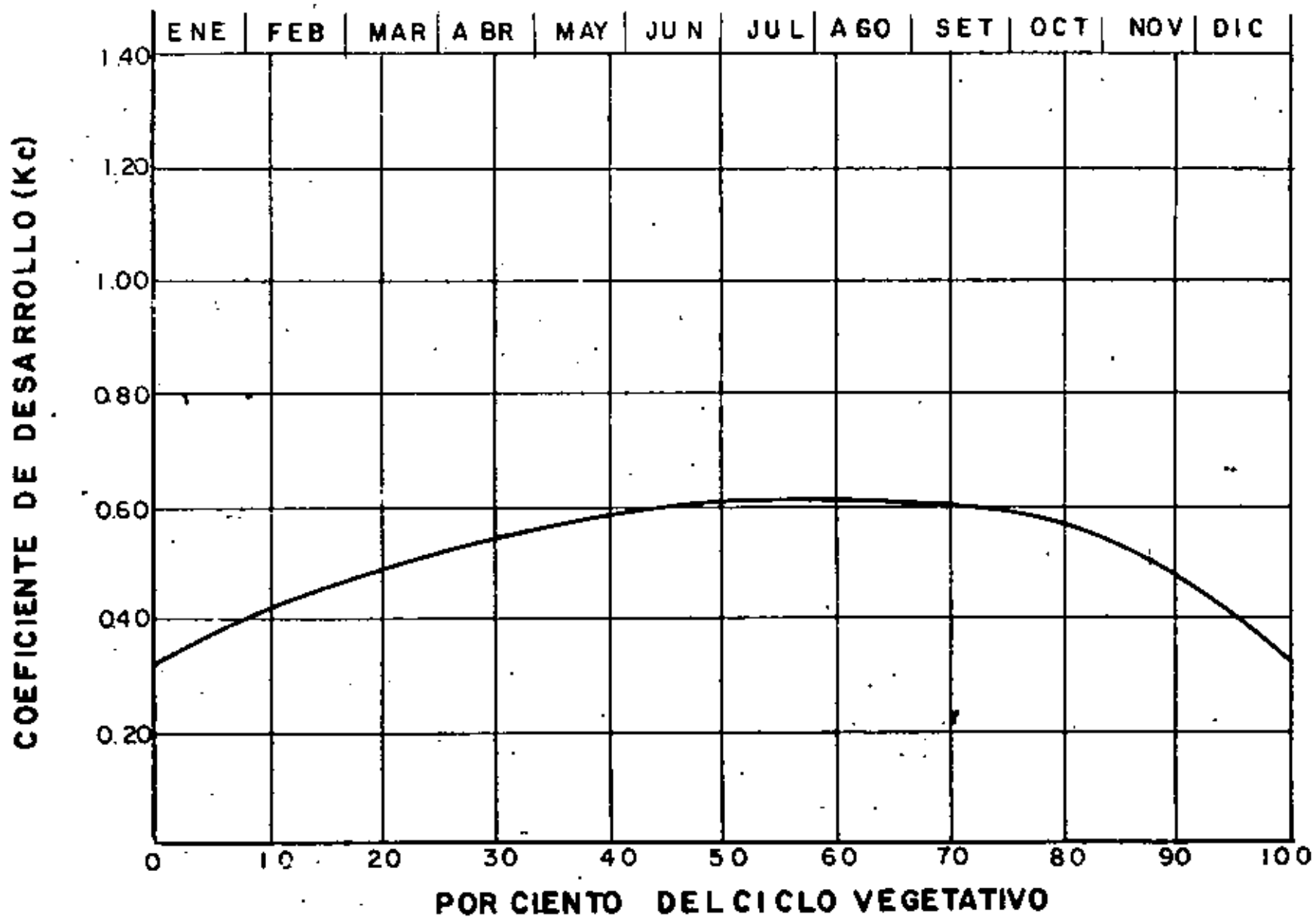
(36)



CULTIVO = NARANJA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS

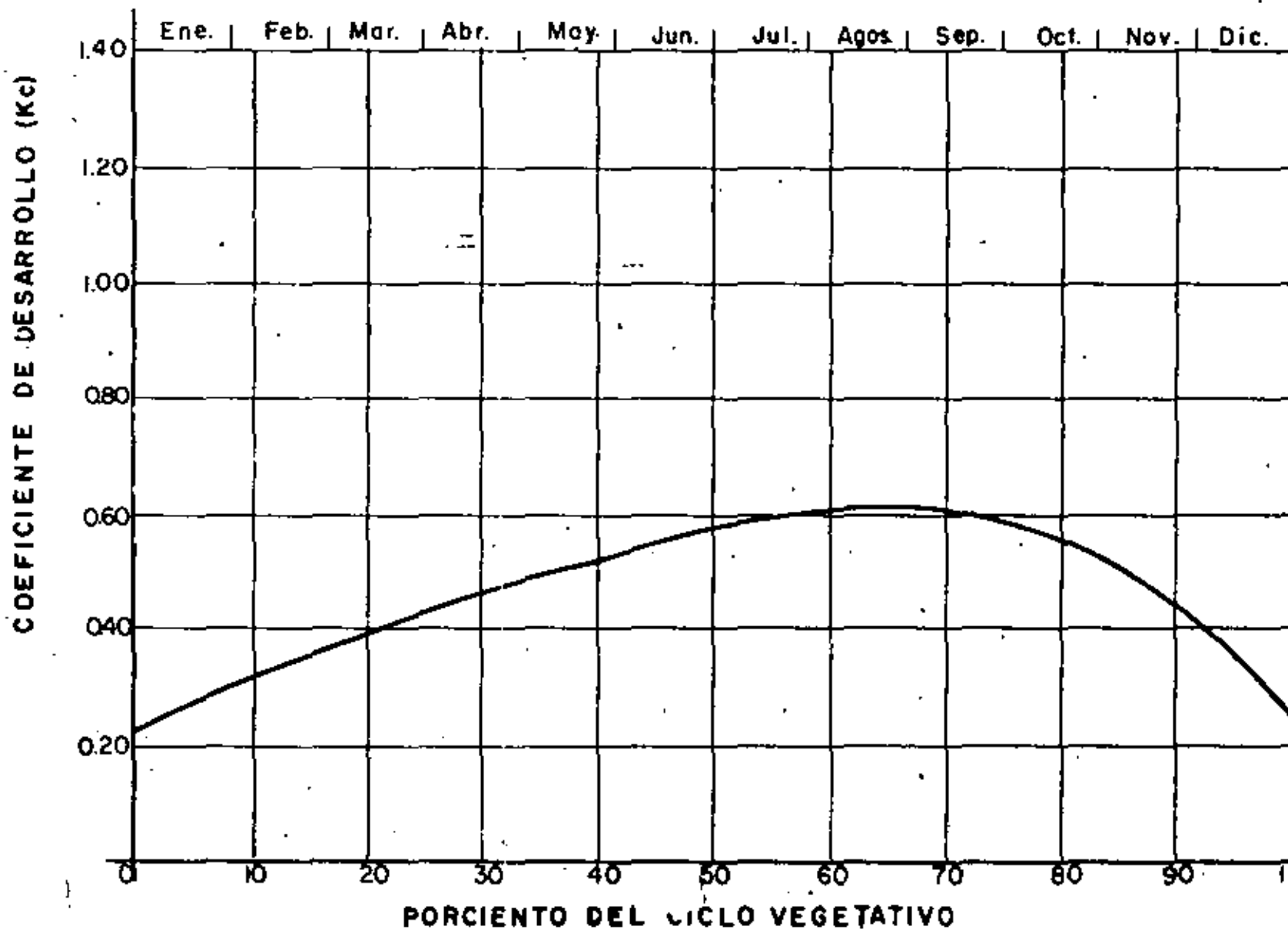
(37)

ESTADO: CALIFORNIA (REGIONES INTERIORES)



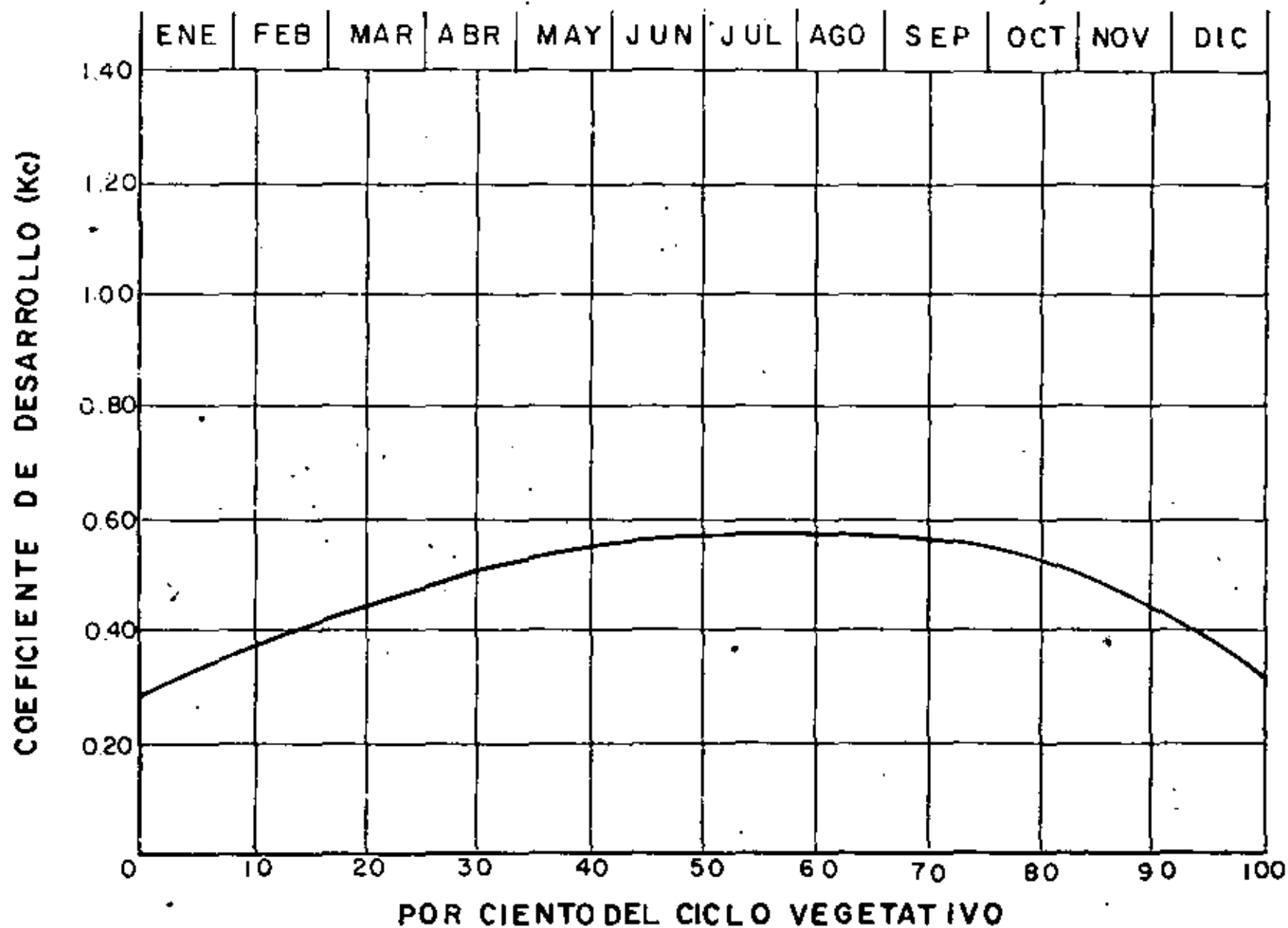
CULTIVO: NARANJA
CICLO VEGETATIVO: 360 días
ESTADO: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

(38)

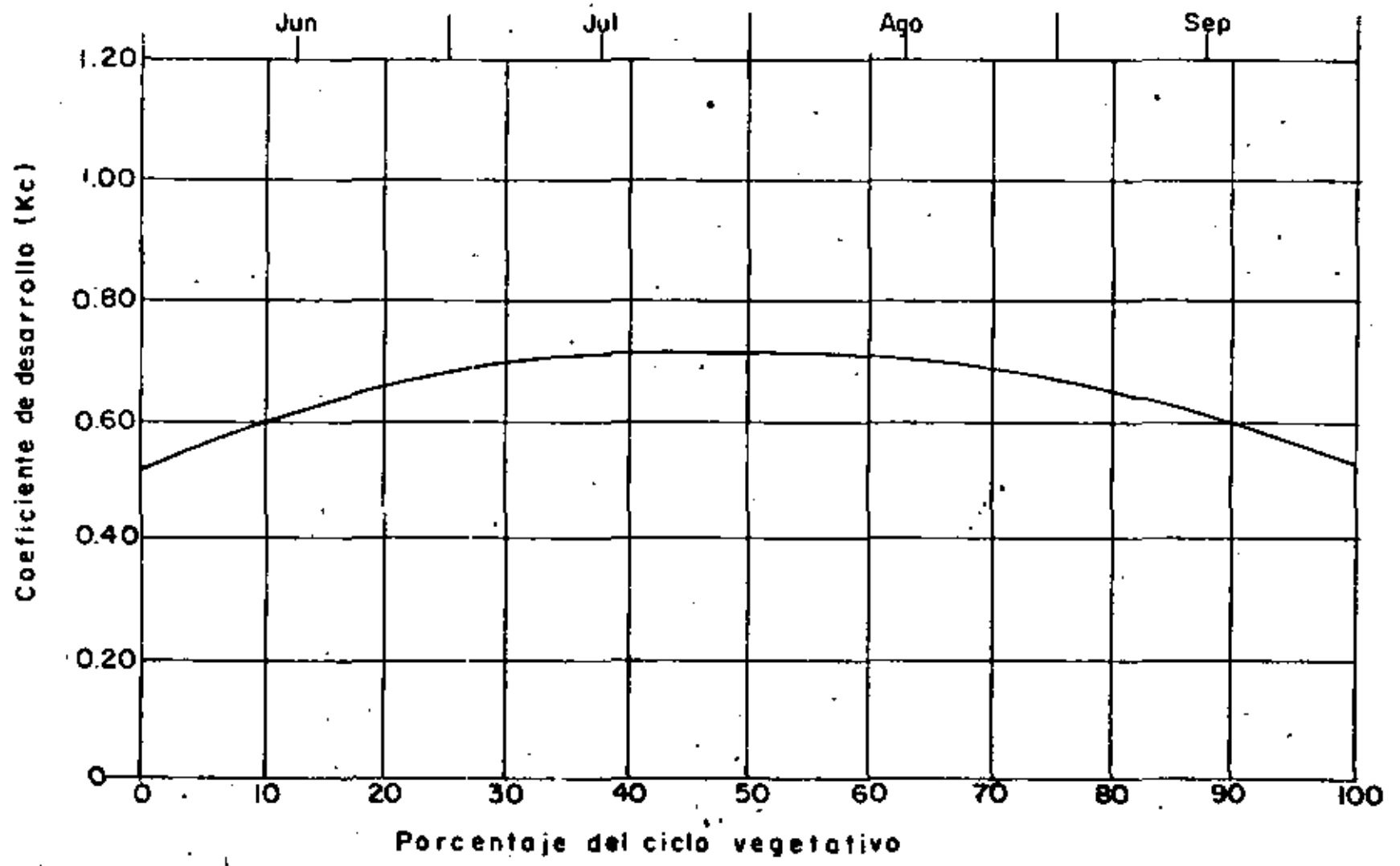


CULTIVO = NARANJA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA (REGIONES INTERMEDIAS)

(39)



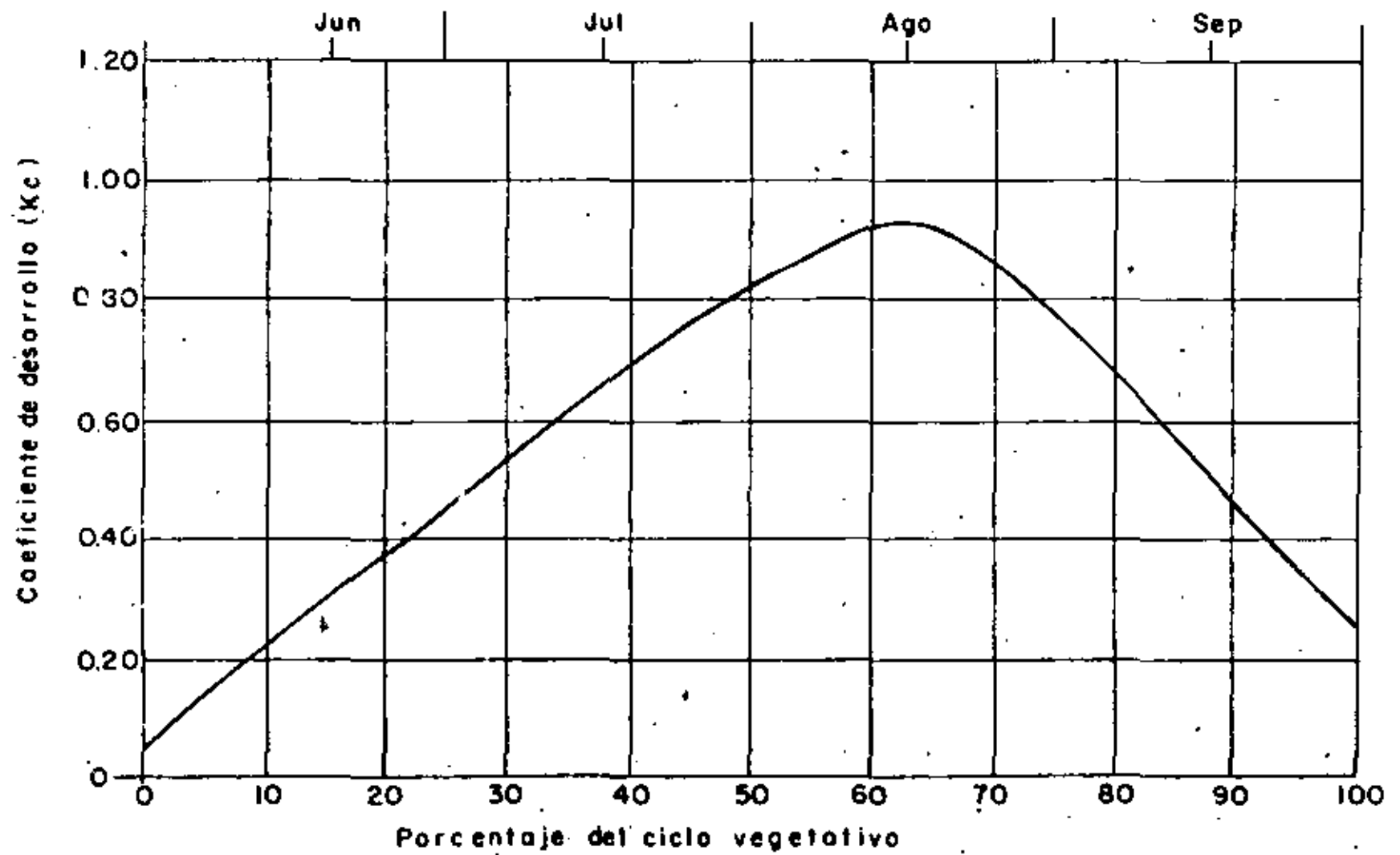
Cultivo: **FRIJOL**
Ciclo vegetativo: 120 días
Estado: California (Santa Ynez Valley, Santa Barbara)



Cultivo: **FRIJOL SOYA**

Ciclo vegetativo: 120 días

Estado: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)



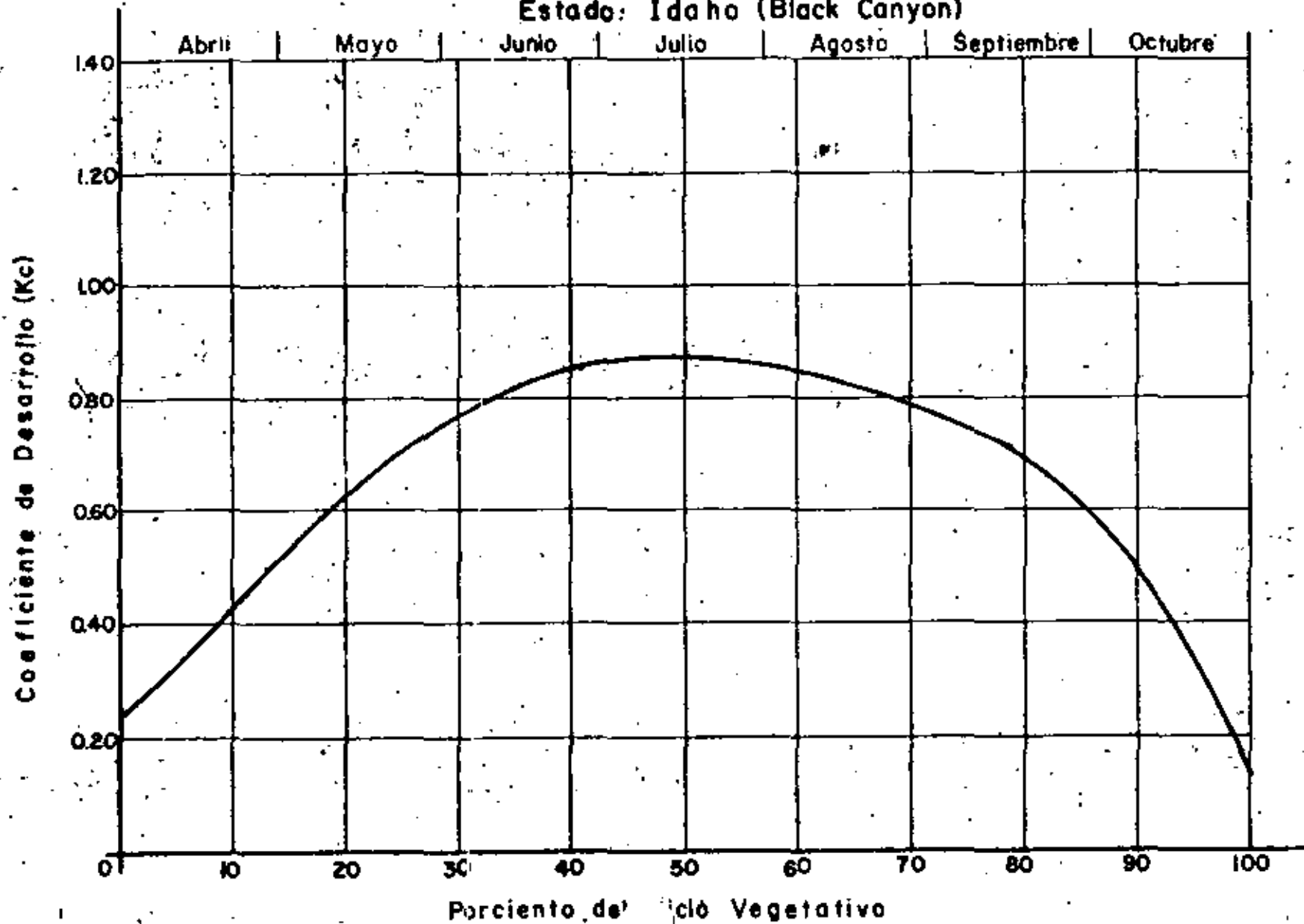
Título

Cultivo: ~~BARRO~~ ROJO

Ciclo vegetativo: 210 días

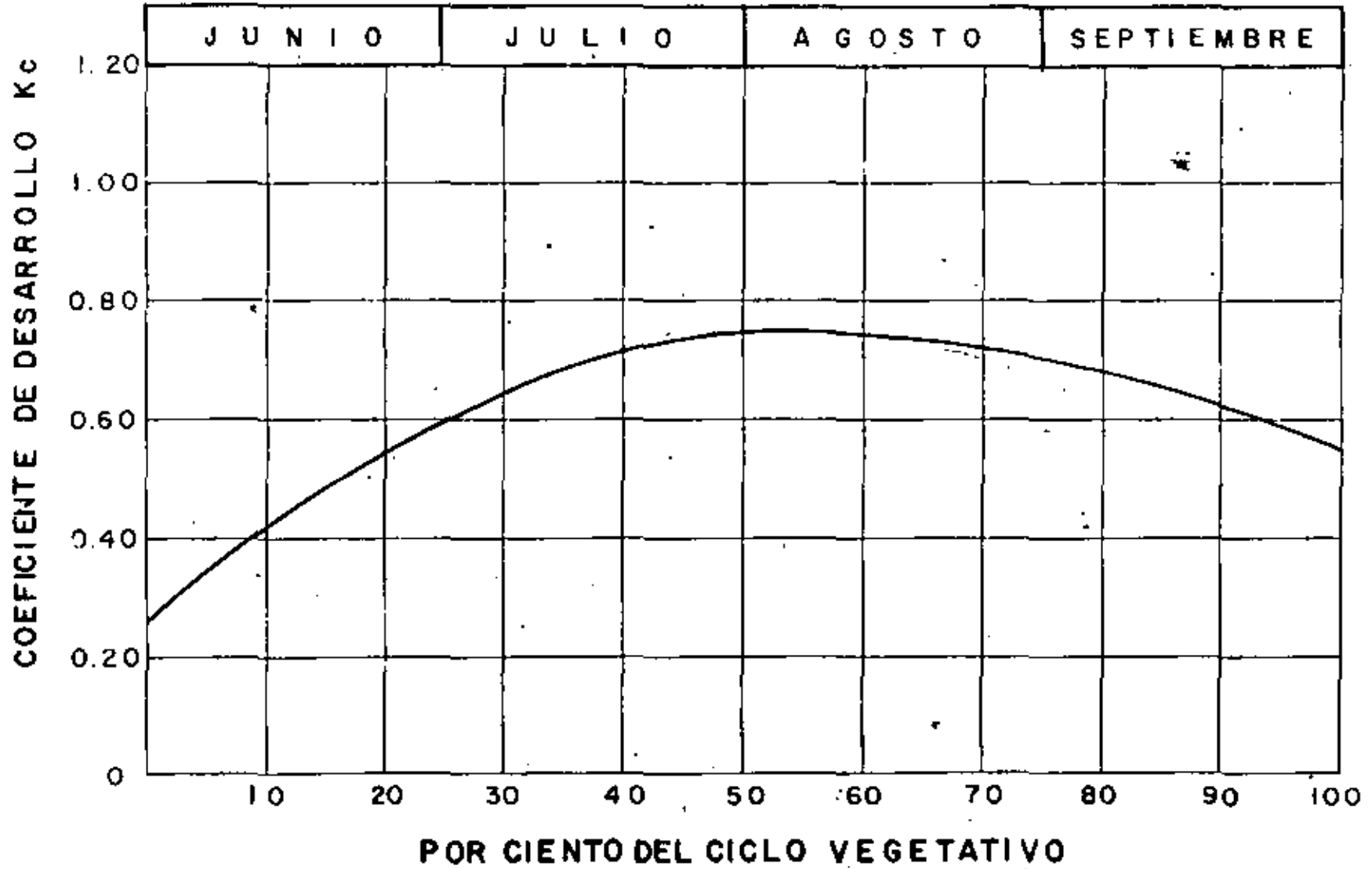
Estado: Idaho (Black Canyon)

(42)

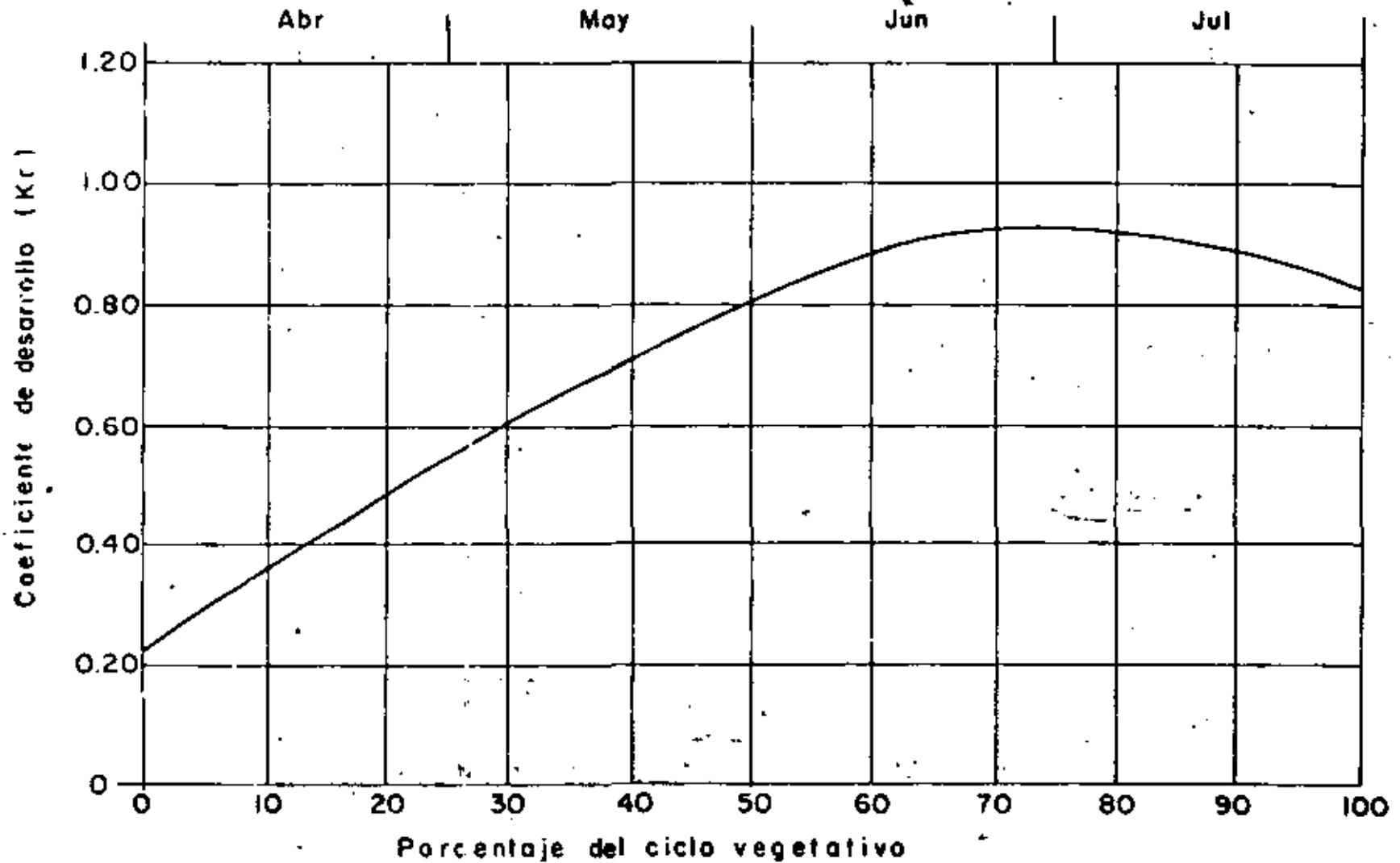


CULTIVO = MELON
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

ESTADO : CALIFORNIA (MURRIETA)



Cultivo: VARIEDAD DE MELON
Ciclo vegetativo: 120 días
Estado: Arizona (Mesa)

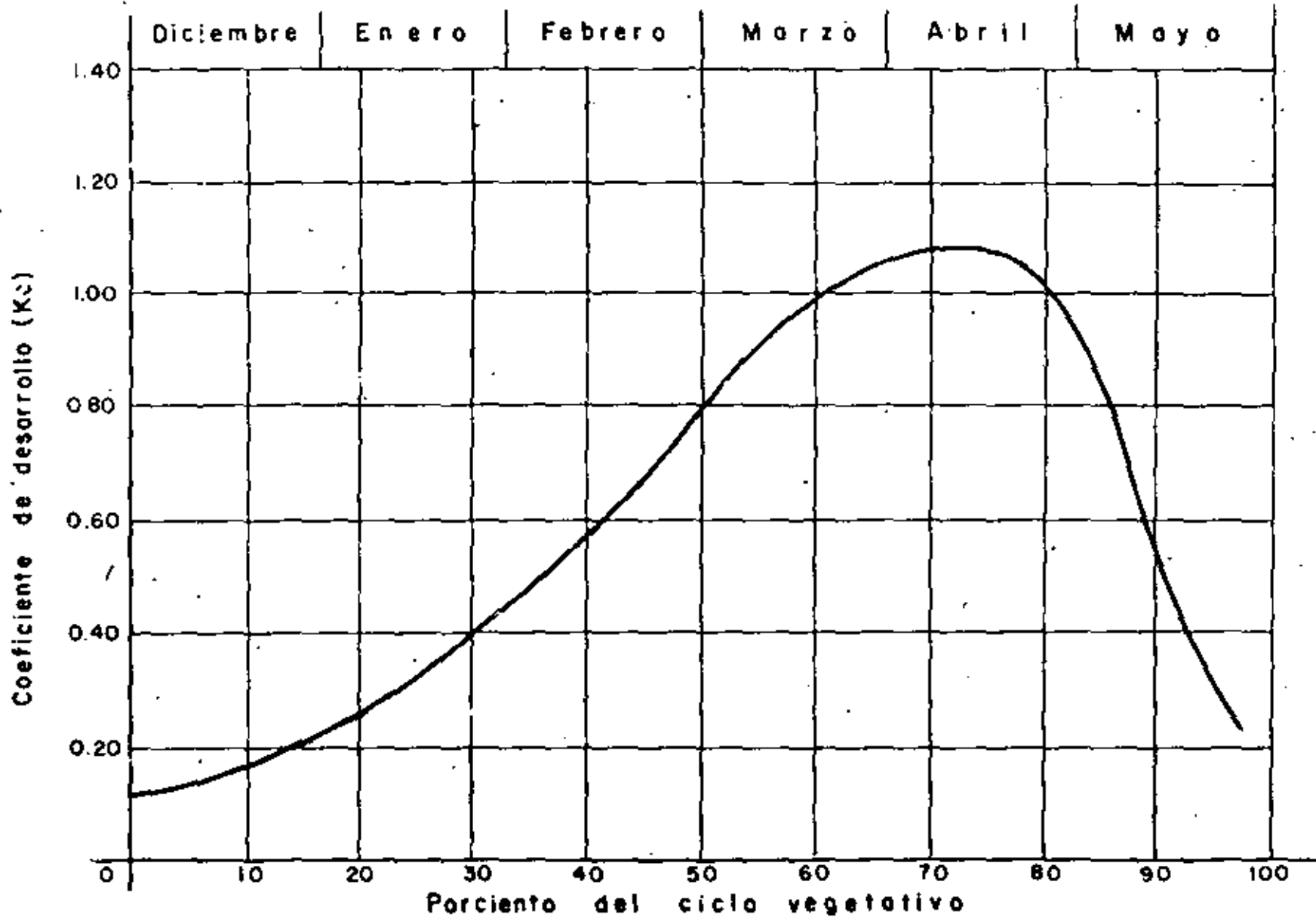


Cultivo: CEBADA

Ciclo vegetativo: 180 días

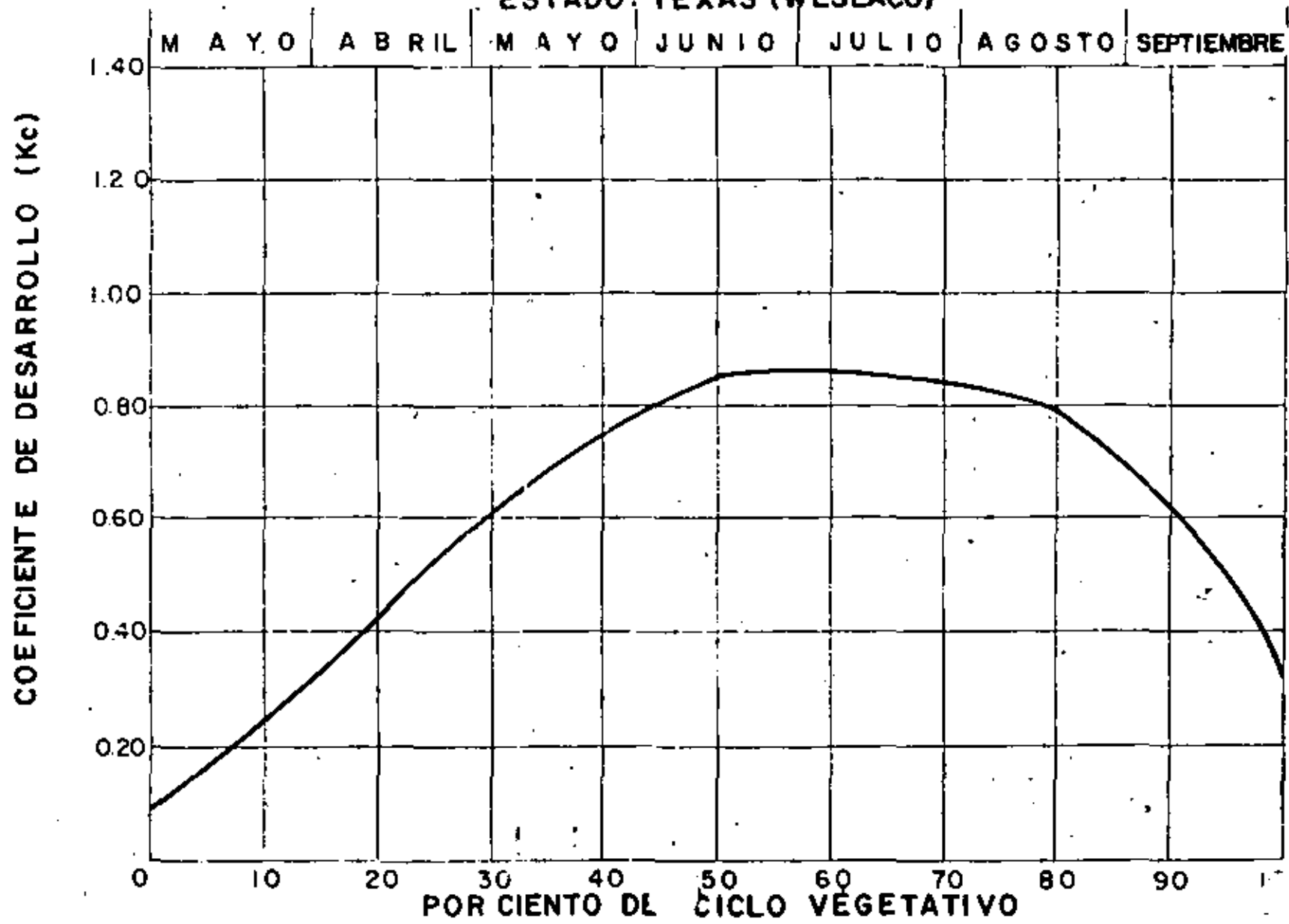
Estado: Arizona (Salt River Valley)

(45)



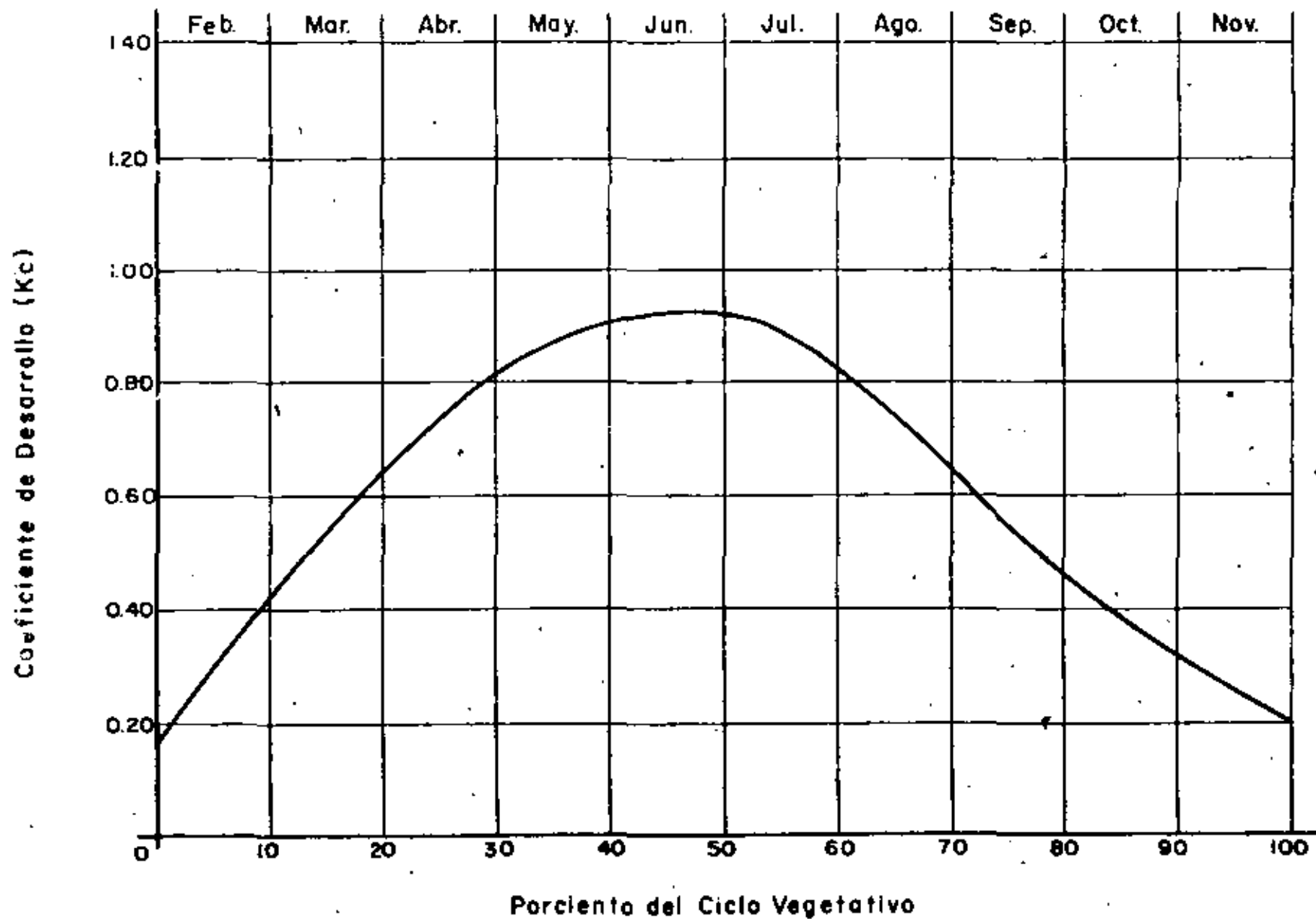
CULTIVO = ALGODON
CICLO VEGETATIVO = 210 DIAS
ESTADO: TEXAS (WESLACO)

(46)



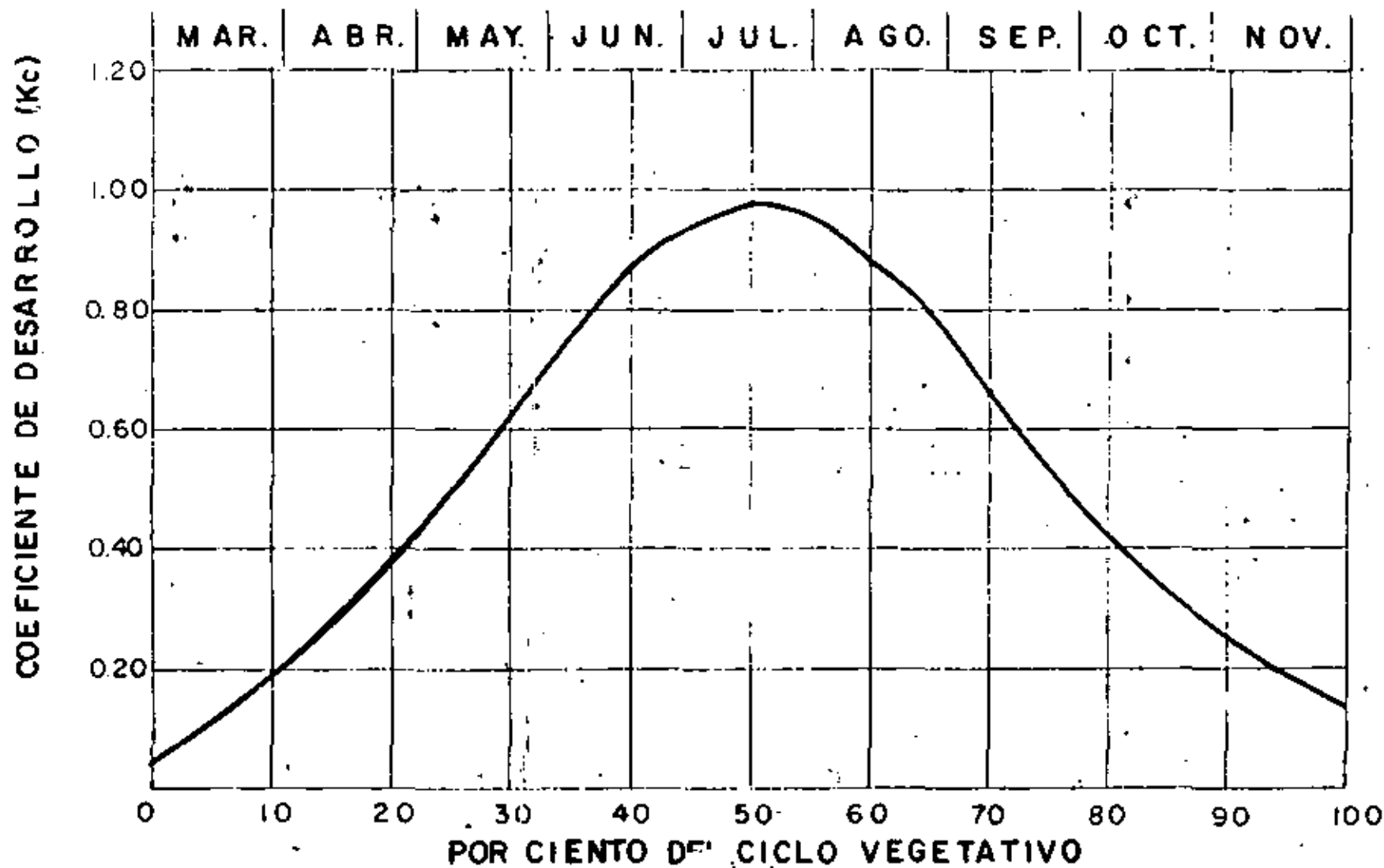
Cultivo: NUEZ
Ciclo vegetativo: 300 días.
Estado: California (Southern areas)

(47)



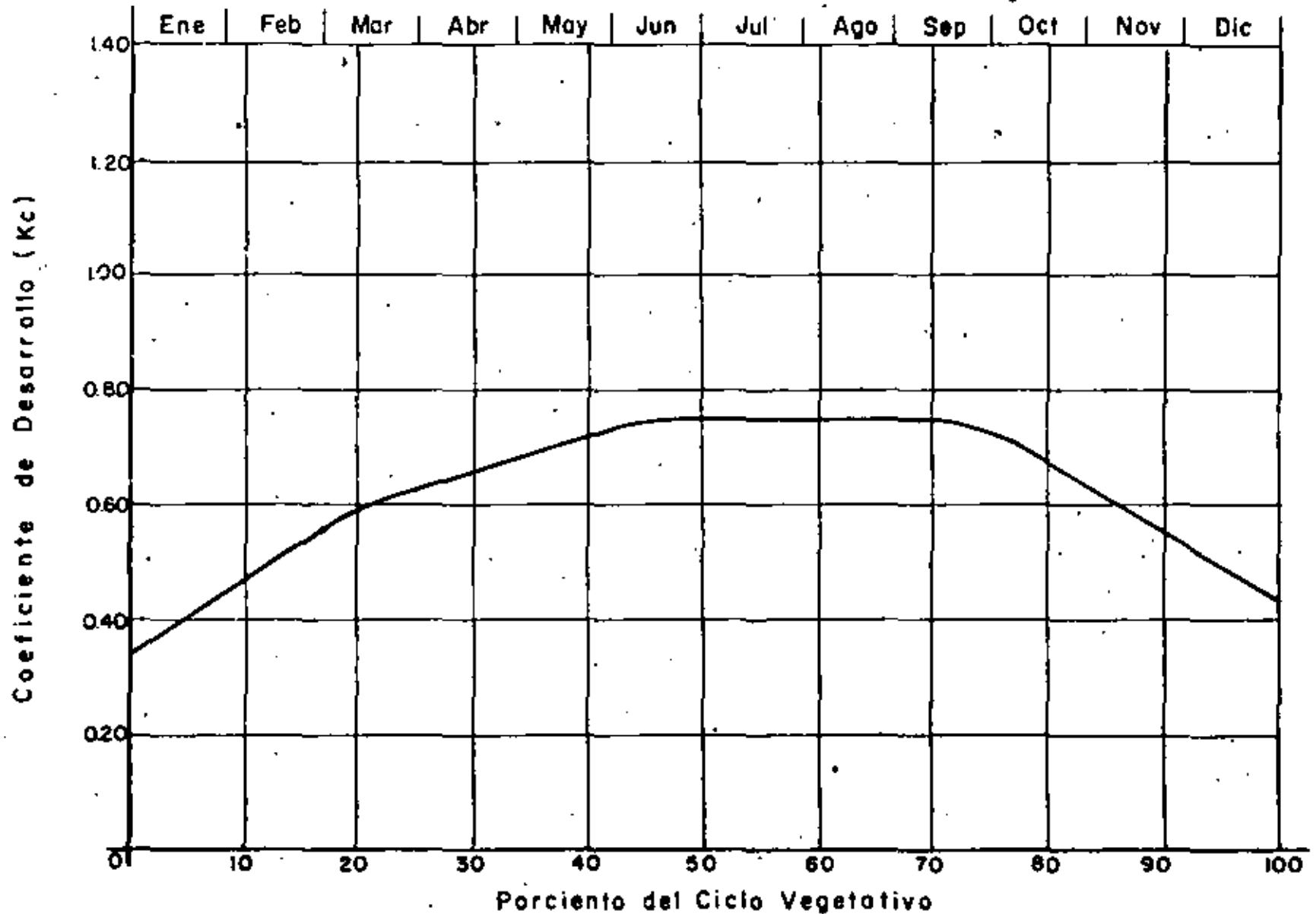
CULTIVO = NUEZ
CICLO VEGETATIVO = 270 DIAS
ESTADO: CALIFORNIA. (DAVIS SACRAMENTO)

(48)



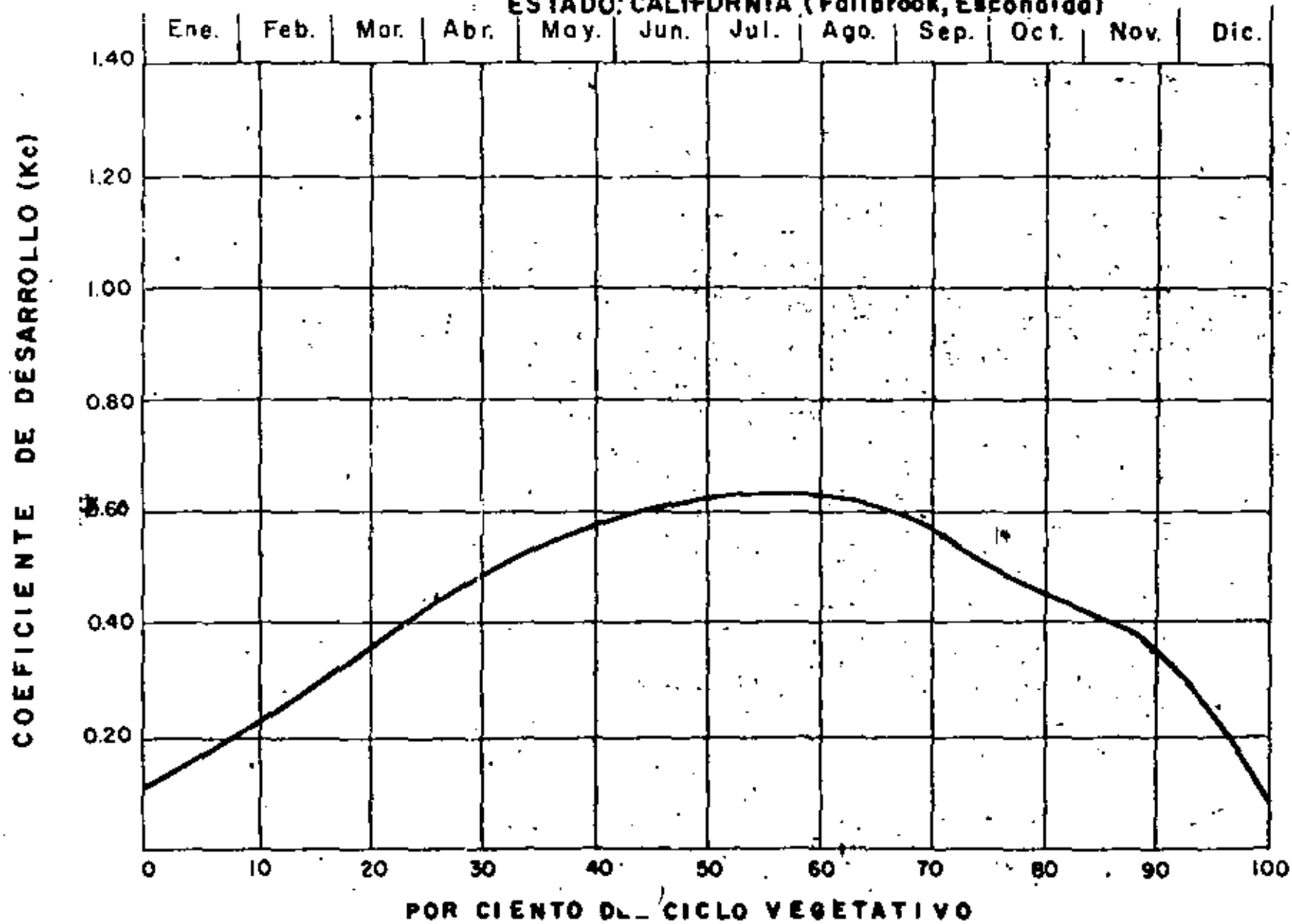
Cultivo: TORONJA,
Ciclo vegetativo: 360 días
Estado: Arizona (Salt River Valley)

(49)



CULTIVO: AGUACATE
CICLO VEG: 360 días (Perenne)
ESTADO: CALIFORNIA (Fallbrook, Escondido)

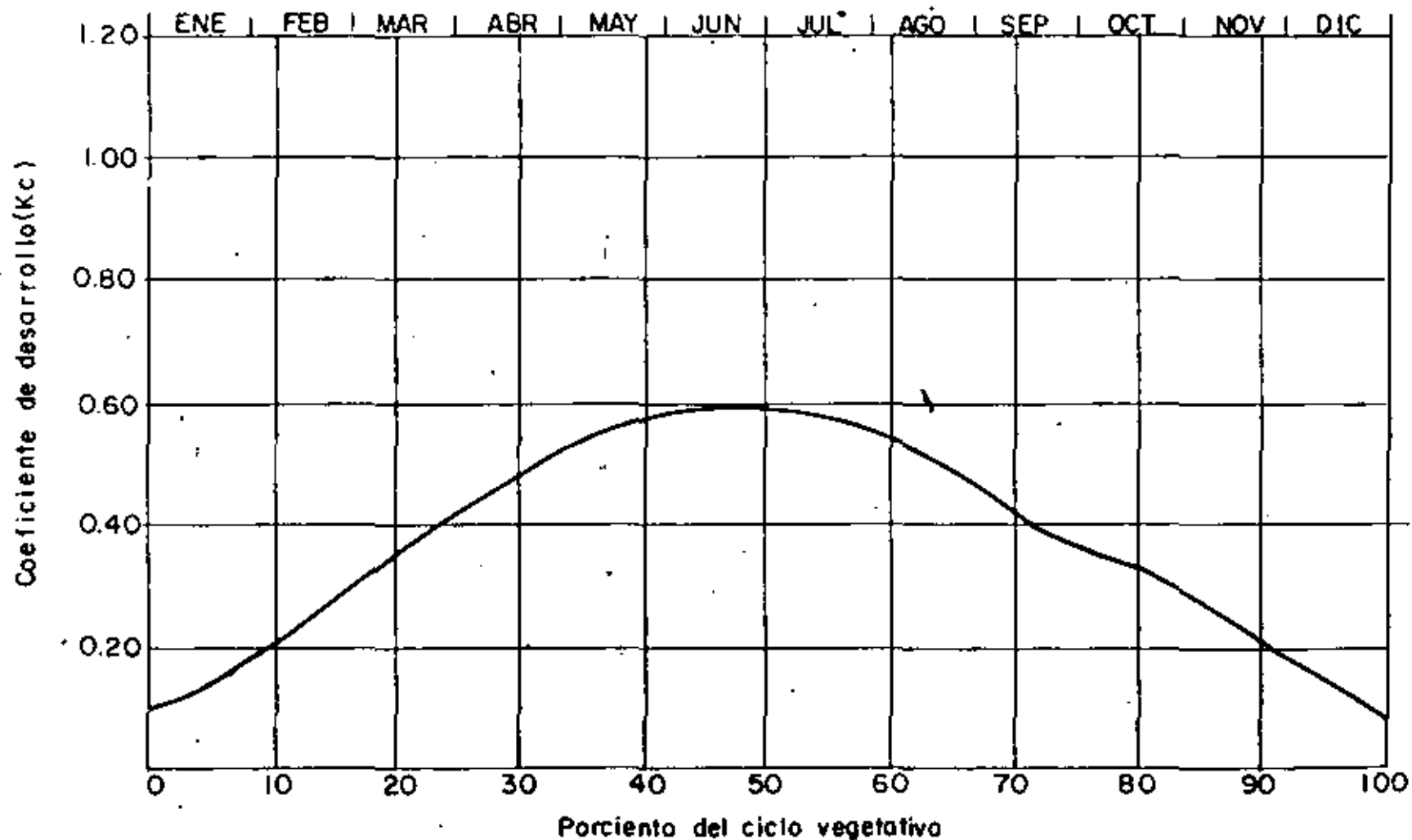
(50)



Cultivo : AGUACATE

Ciclo veg: 360 días (Perenne)

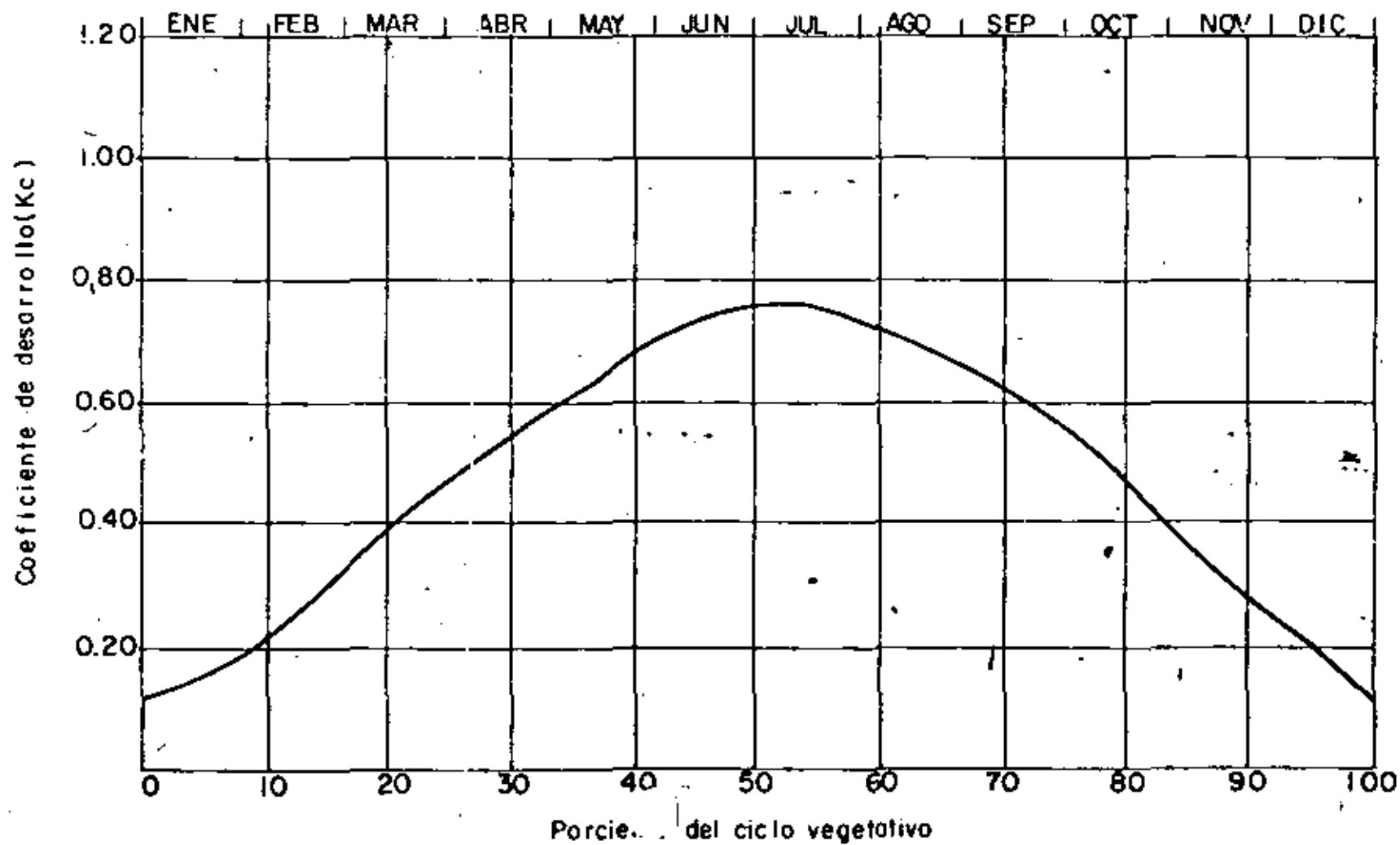
Estado: California (Carpentería, Sta. Bárbara)



Cultivo : AGUACATE

Ciclo veg: 360 días (Perenne)

Estado: California (Goleta, Sta. Bárbara)

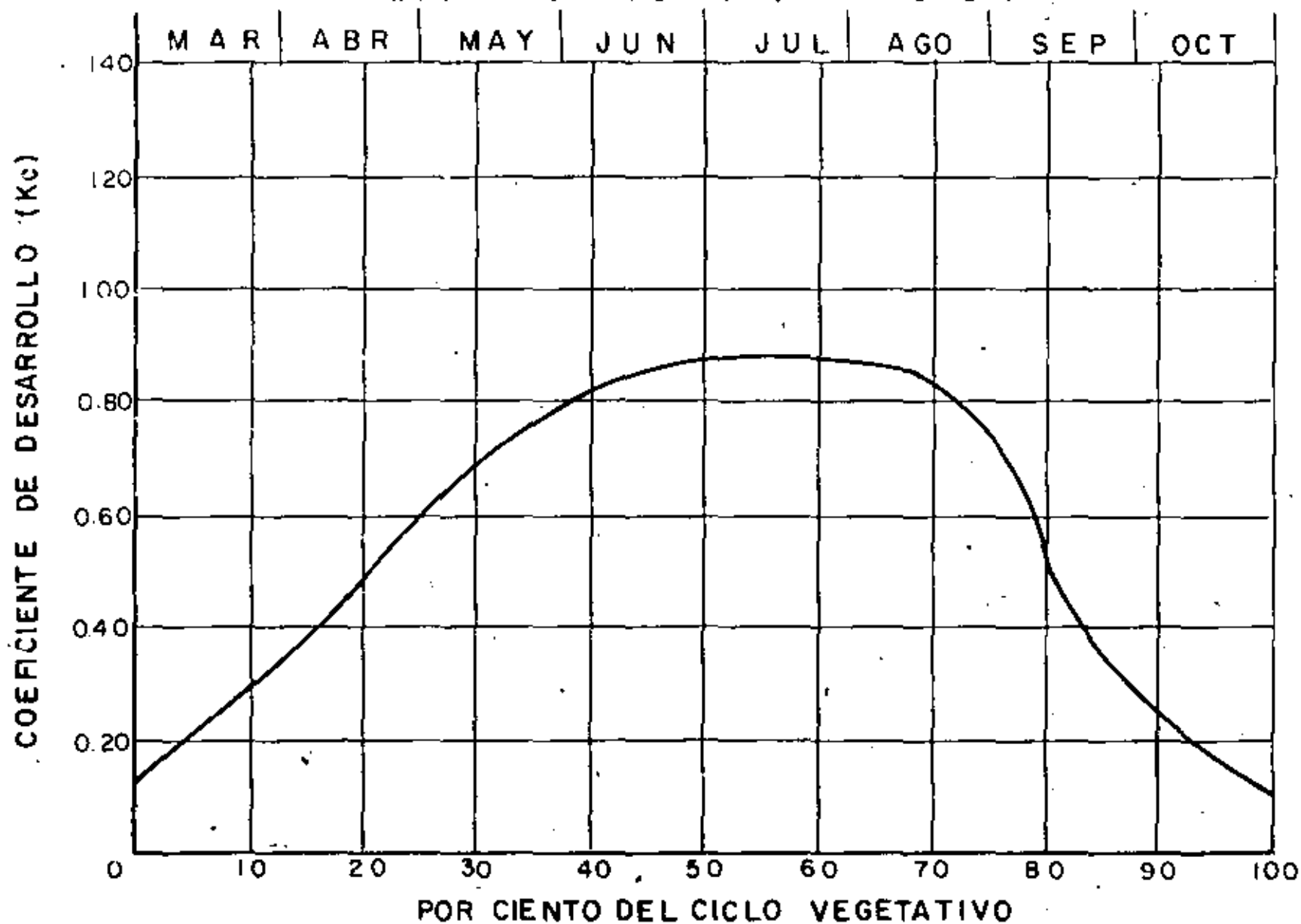


CULTIVO = FRUTAS DE HUERTO (DE HOJA DECIDUA

(53)

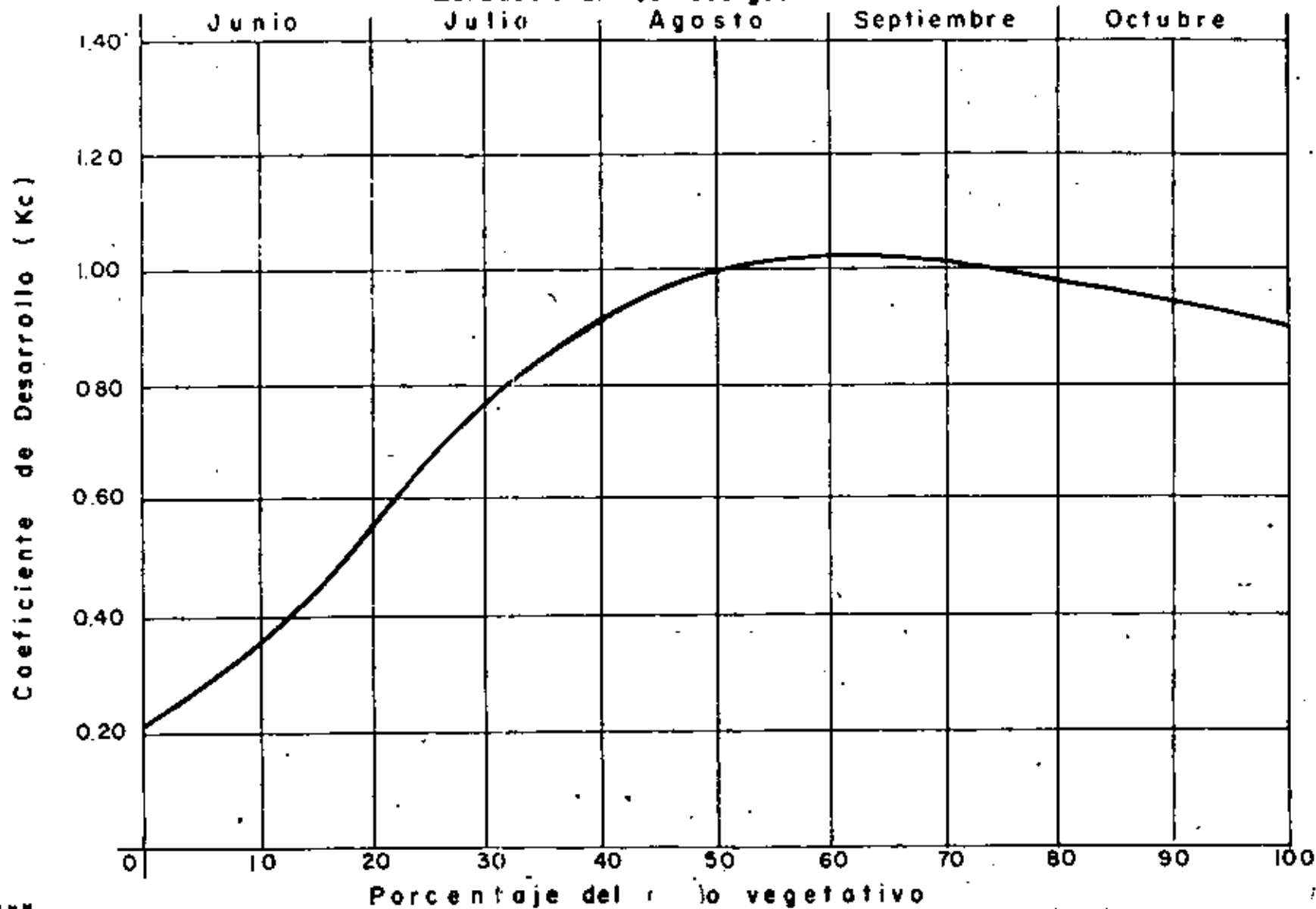
CICLO VEGETATIVO = 240 DIAS

ESTADO: CALIFORNIA (SAN JOAQUIN



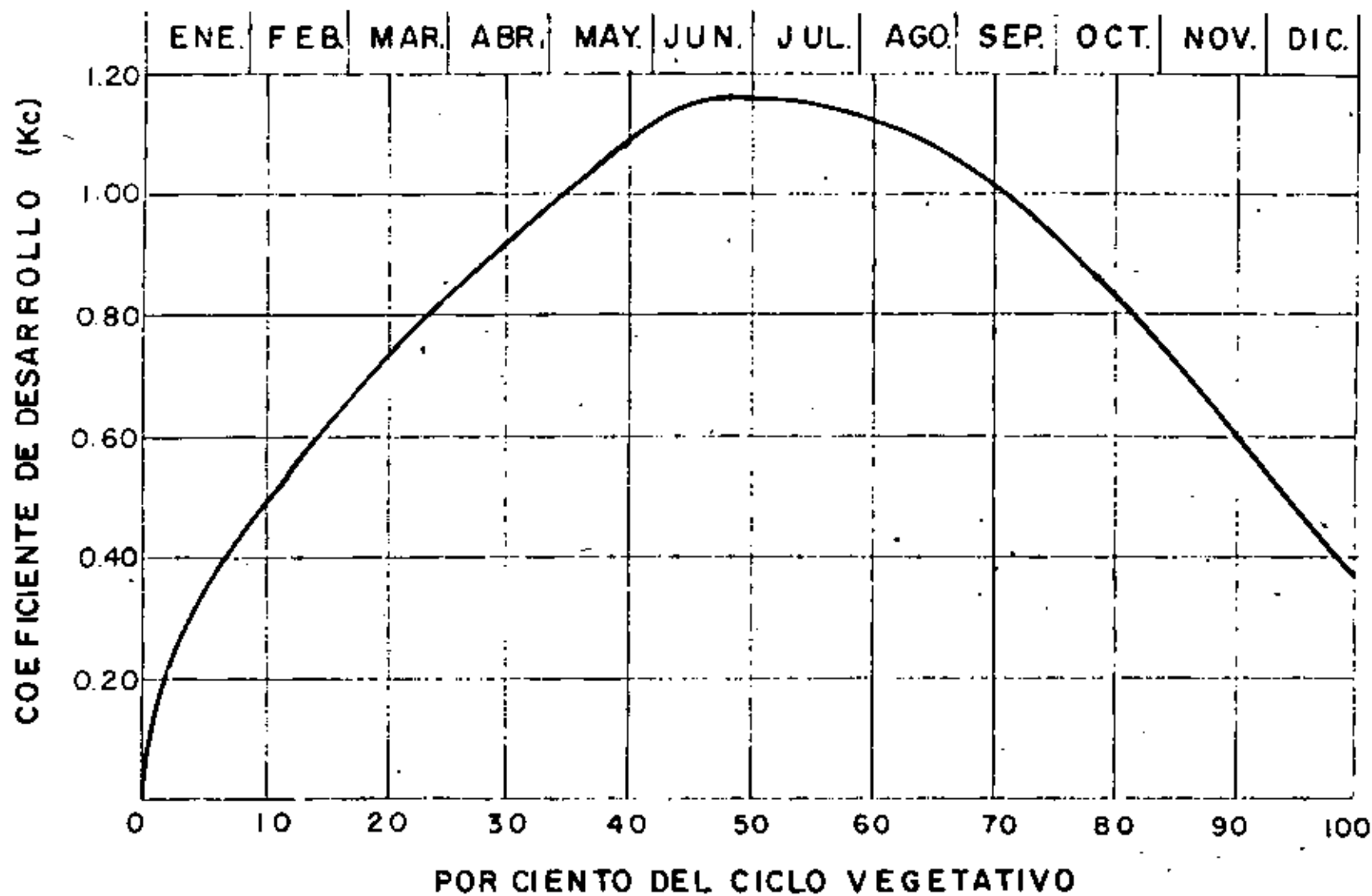
Cultivo: HEGARI
Ciclo vegetativo: 150 días
Estado: Utah (St George)

(54)



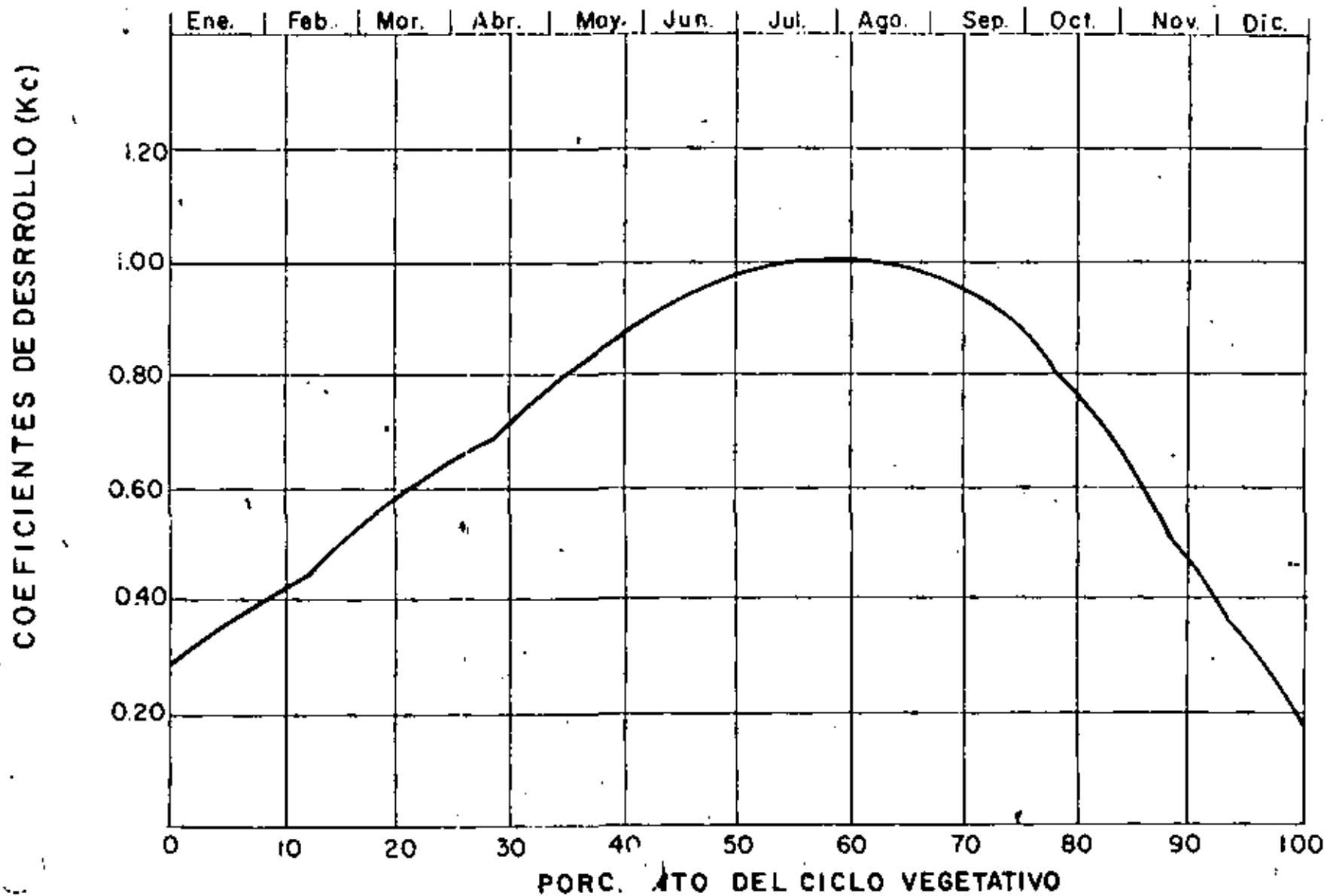
CULTIVO = ALFALFA
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS (PERENNE)
ESTADO: ARIZONA

(55)



CULTIVO: ALFALFA.
CICLO VEG.: 360 días (Perenne)
ESTADO: CALIFORNIA (SAN FERNANDO VALLEY)

(56)

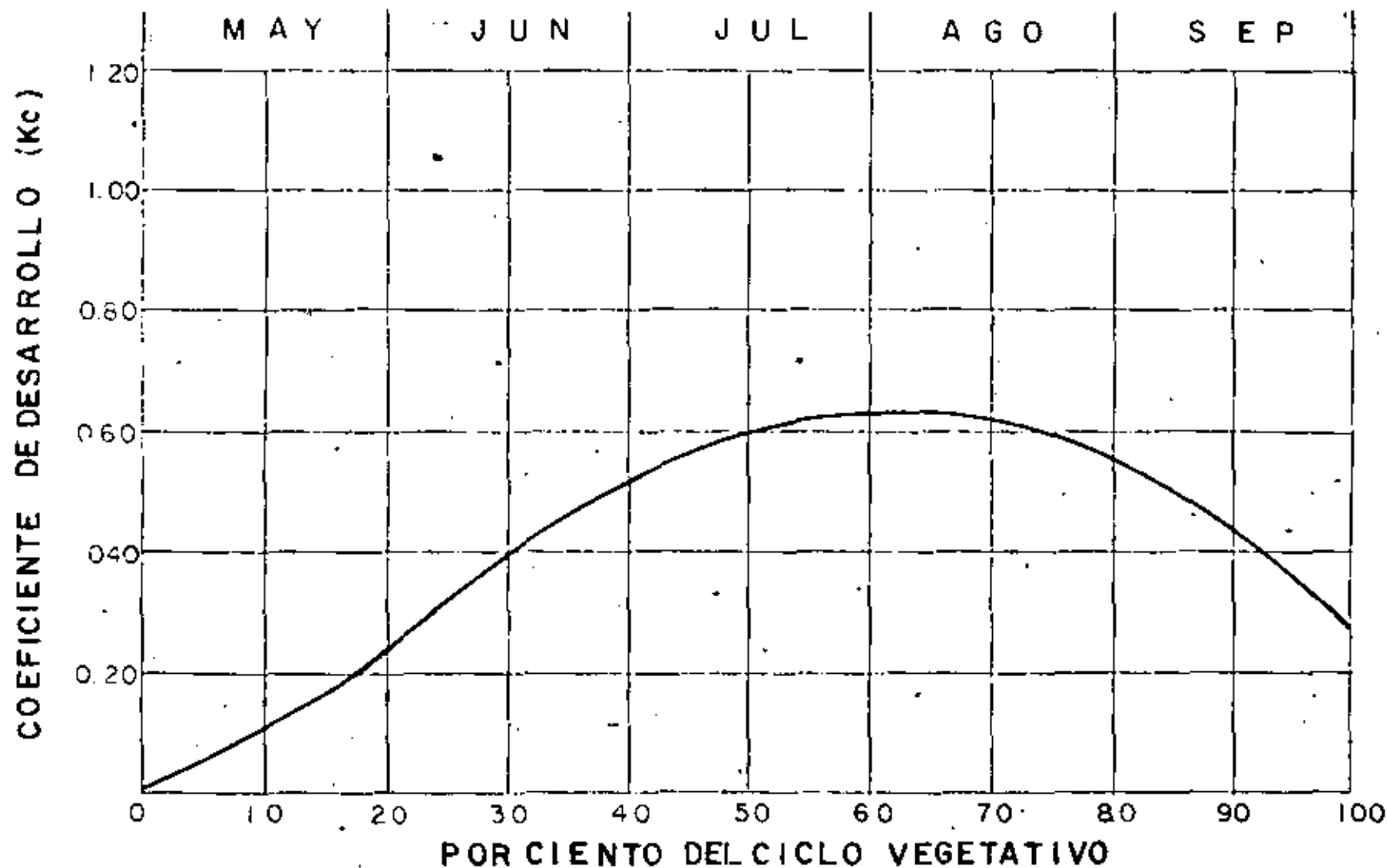


CULTIVO = MAIZ

(57)

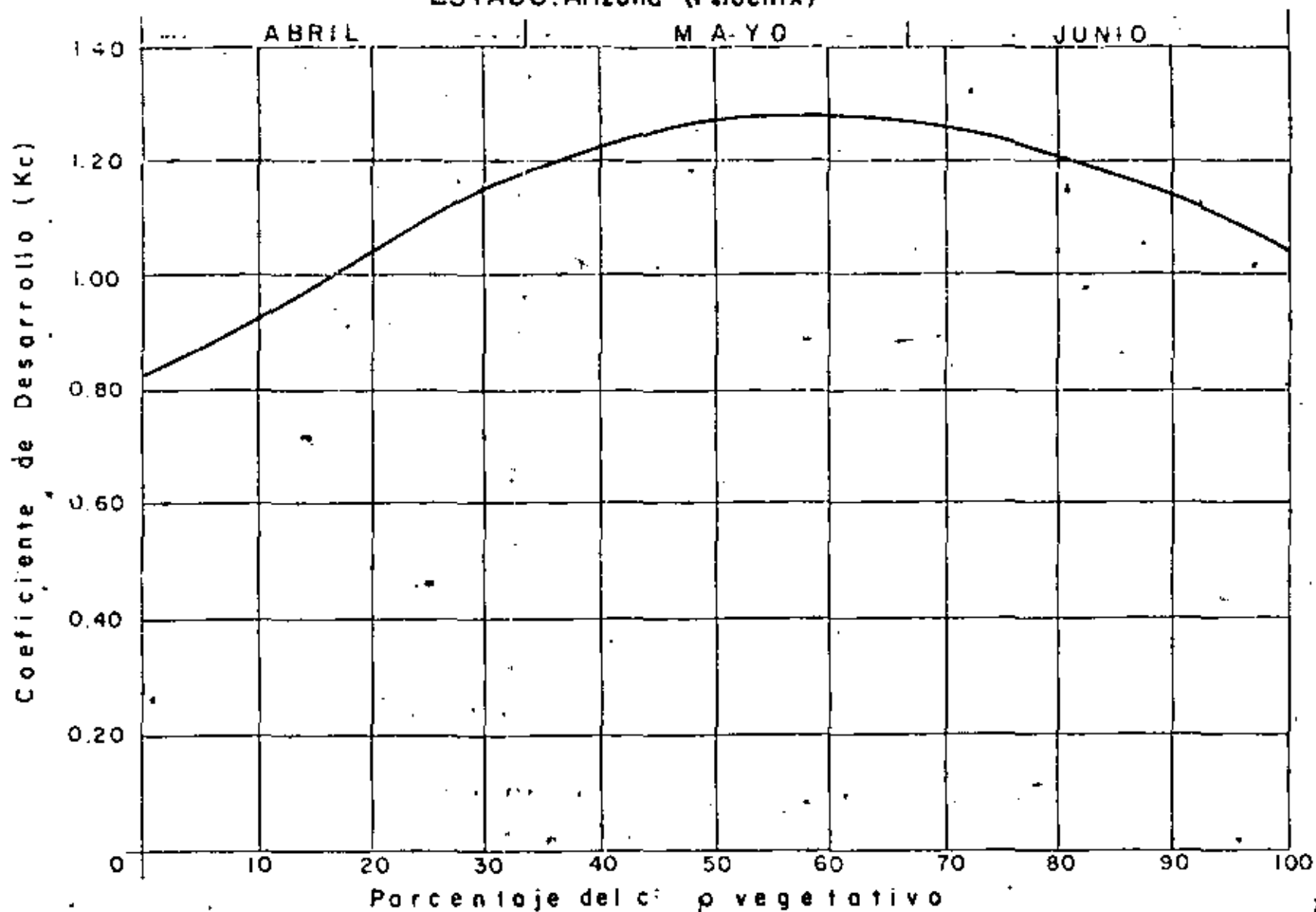
CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS

ESTADO: CALIFORNIA (DAVIS AND SACRAMENTO)



CULTIVO: MAIZ
CICLO VEGETATIVO: 90 dias
ESTADO: Arizona (Phoenix)

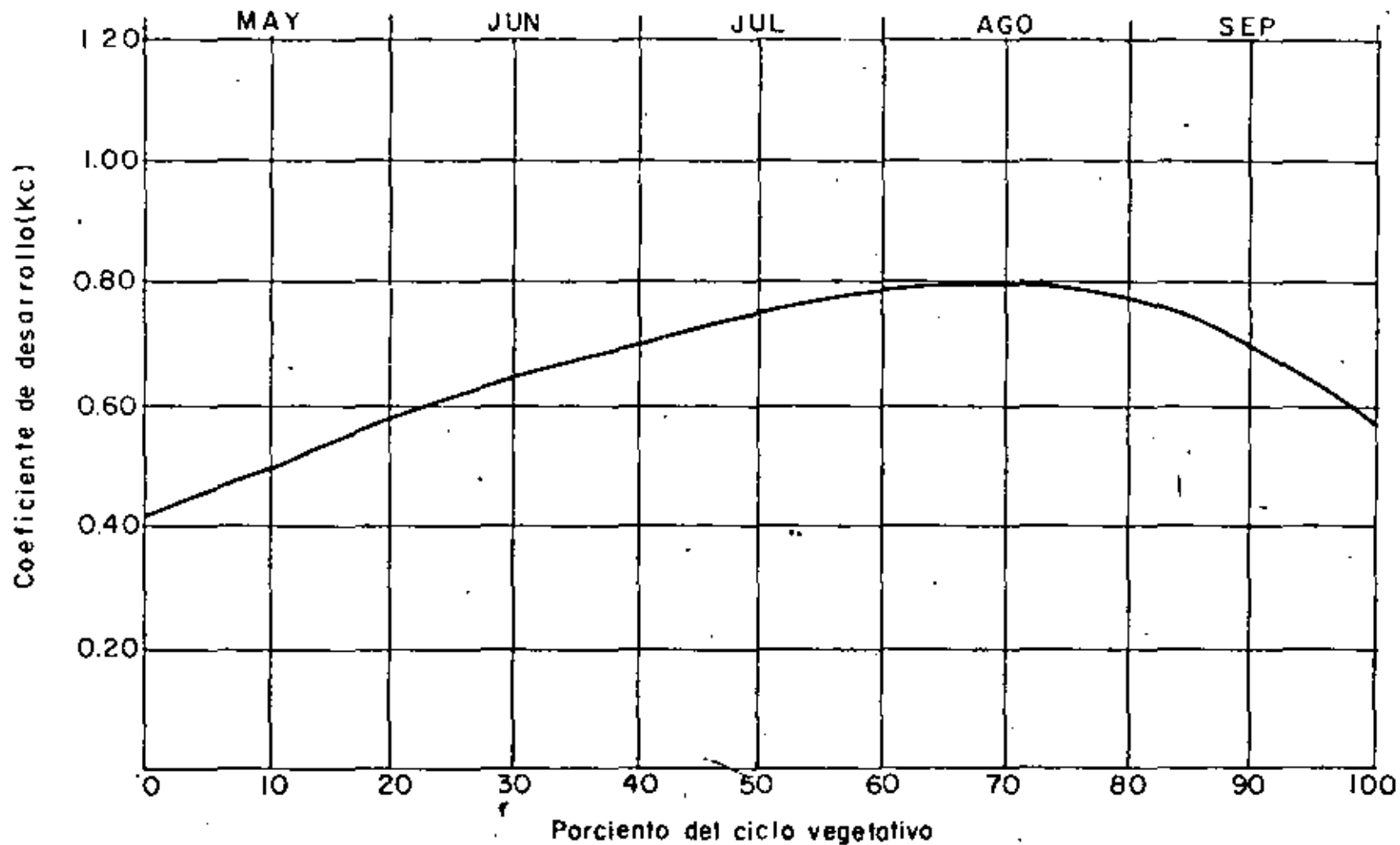
(58)



Cultivo : MAIZ

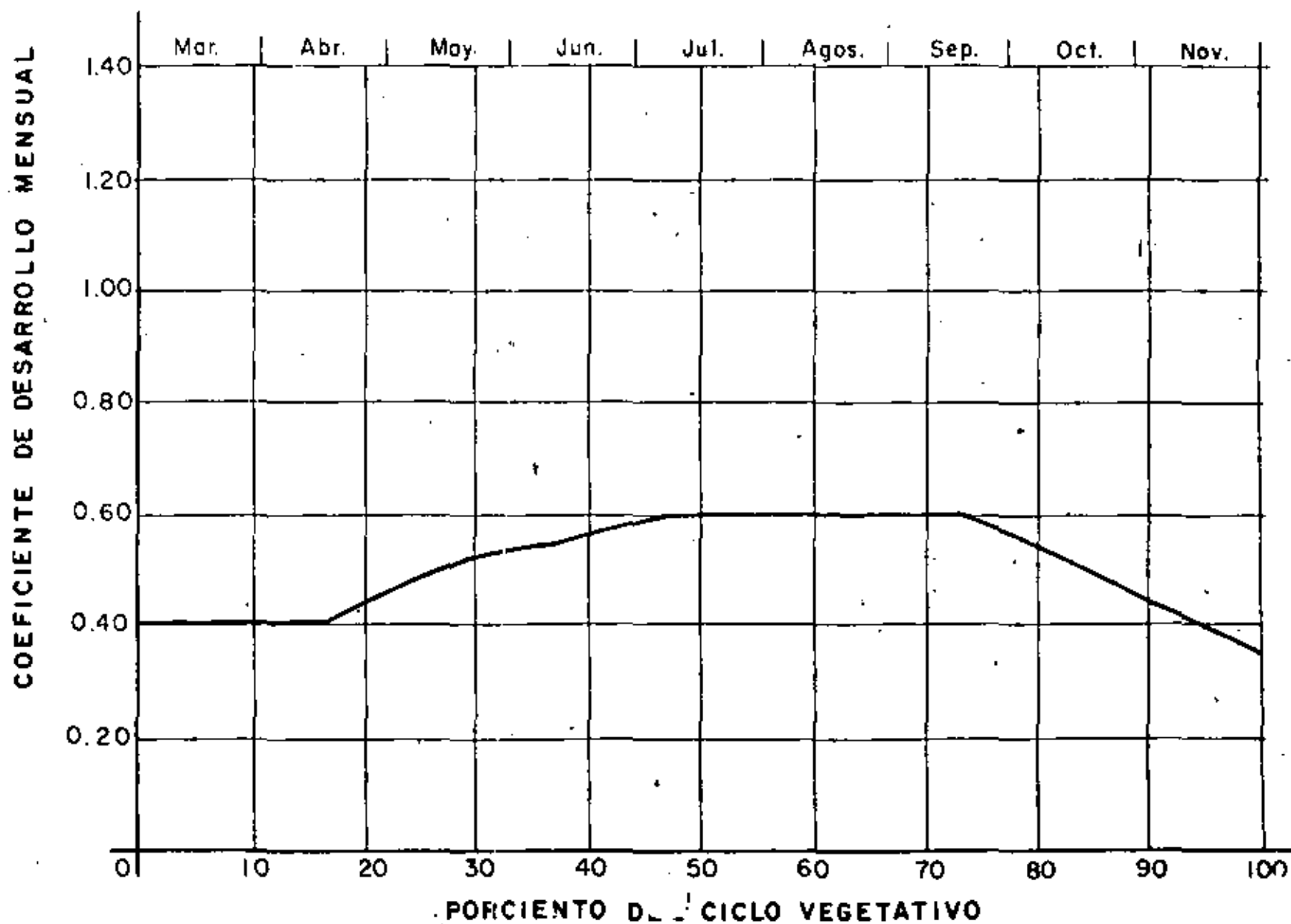
Ciclo veg: 150 días

Estado: North Dakota (Redfield Development Farm, Mandon)



CULTIVO: LIMON
CICLO VEGETATIVO: 270 dias
ESTADO: California

(60)

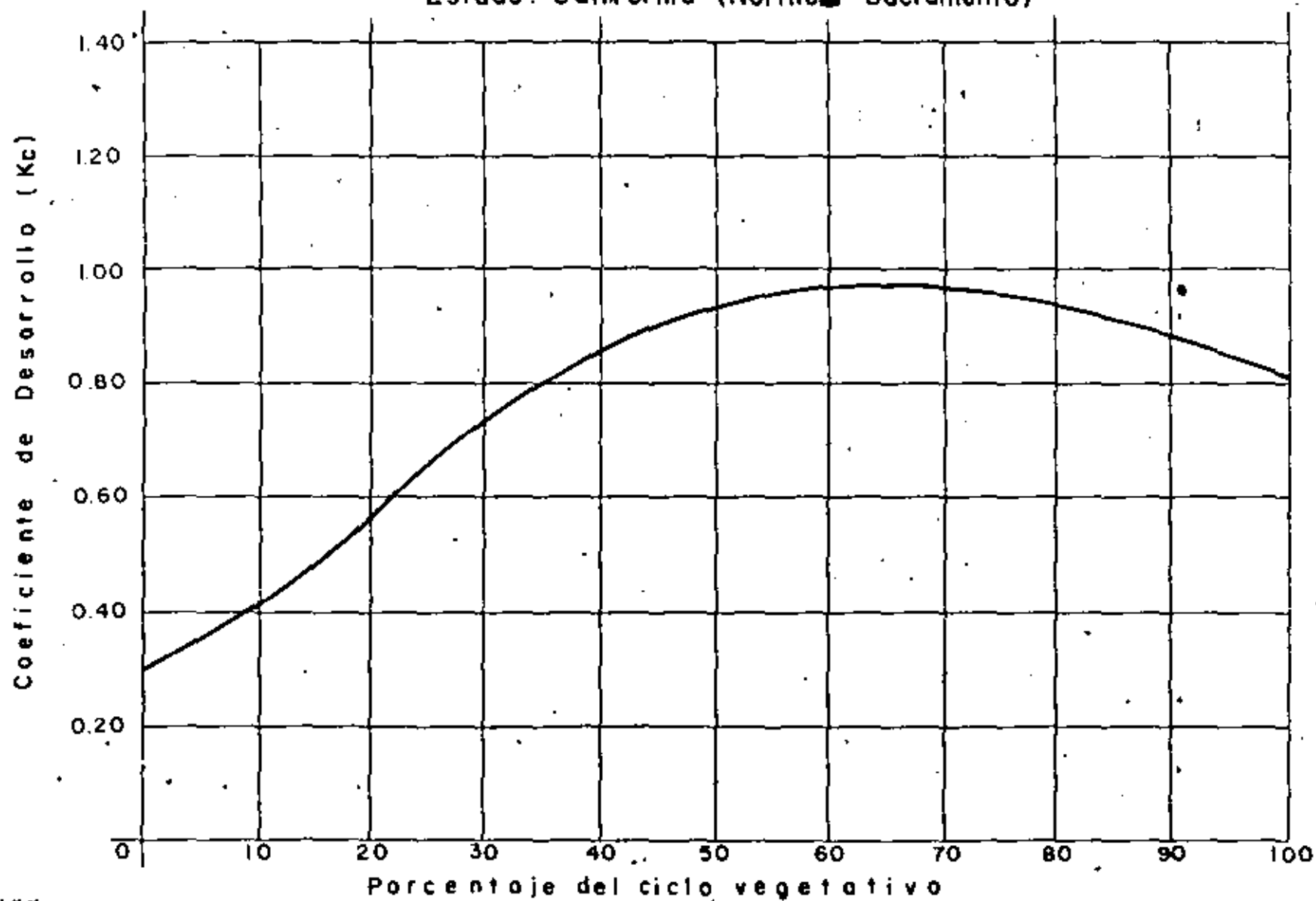


Cultivo: JITOMATE

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: California (North Sacramento)

(61)

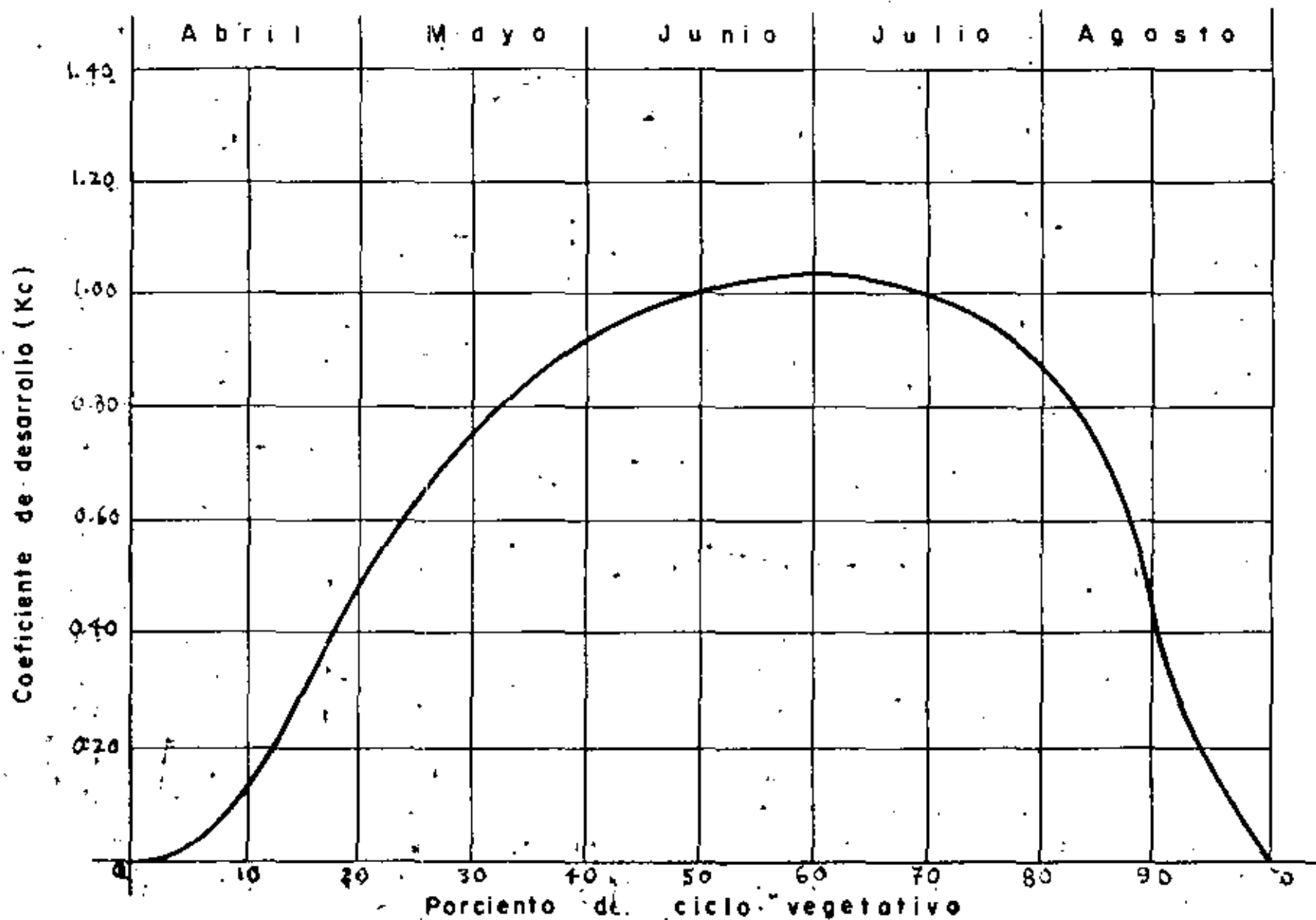


Cultivo: CEBADA

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: North Dakota (Deep River Development Farm)

(62)

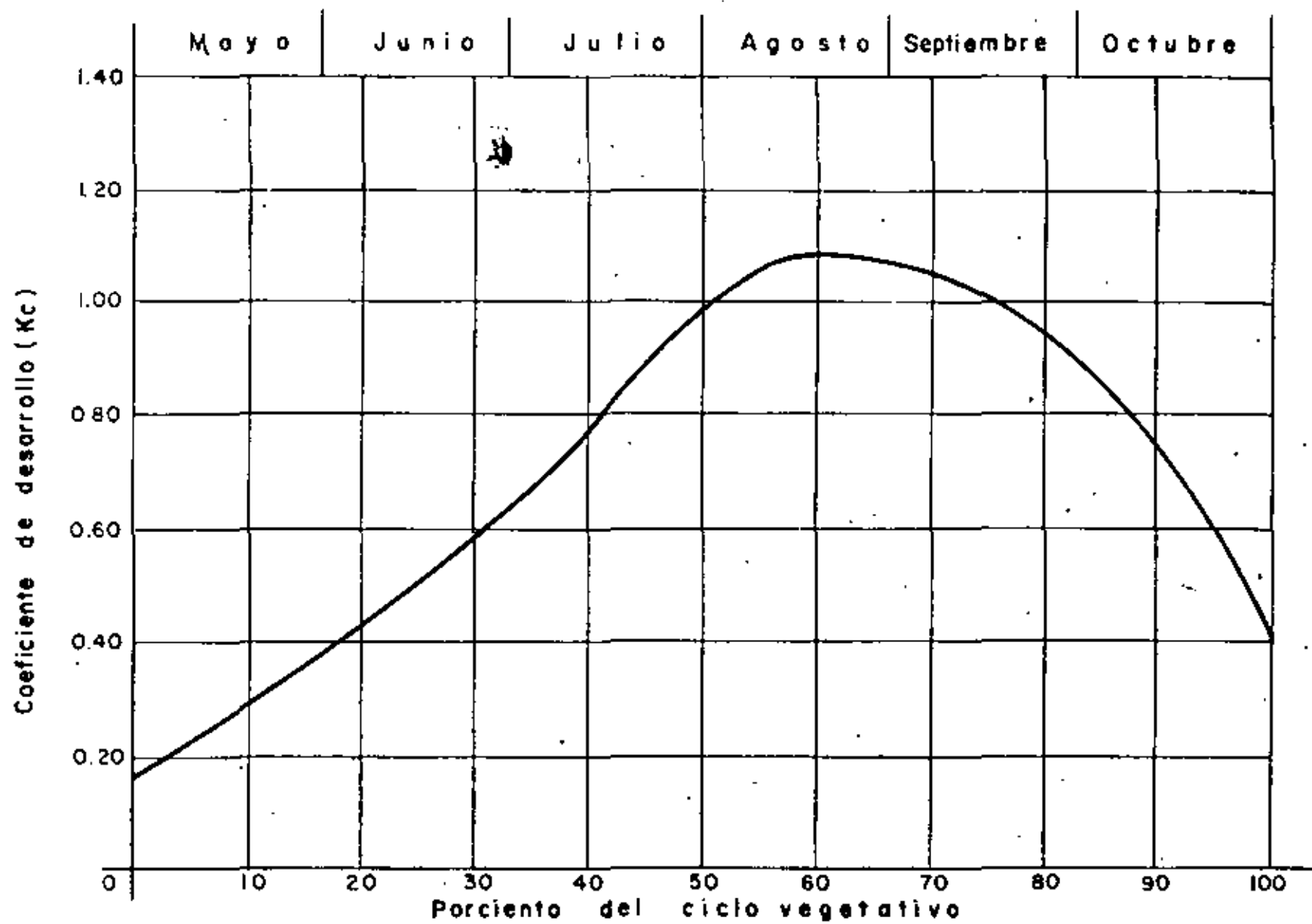


Cultivo: CEBADA

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: Nebraska (Scottsbluff)

(63)

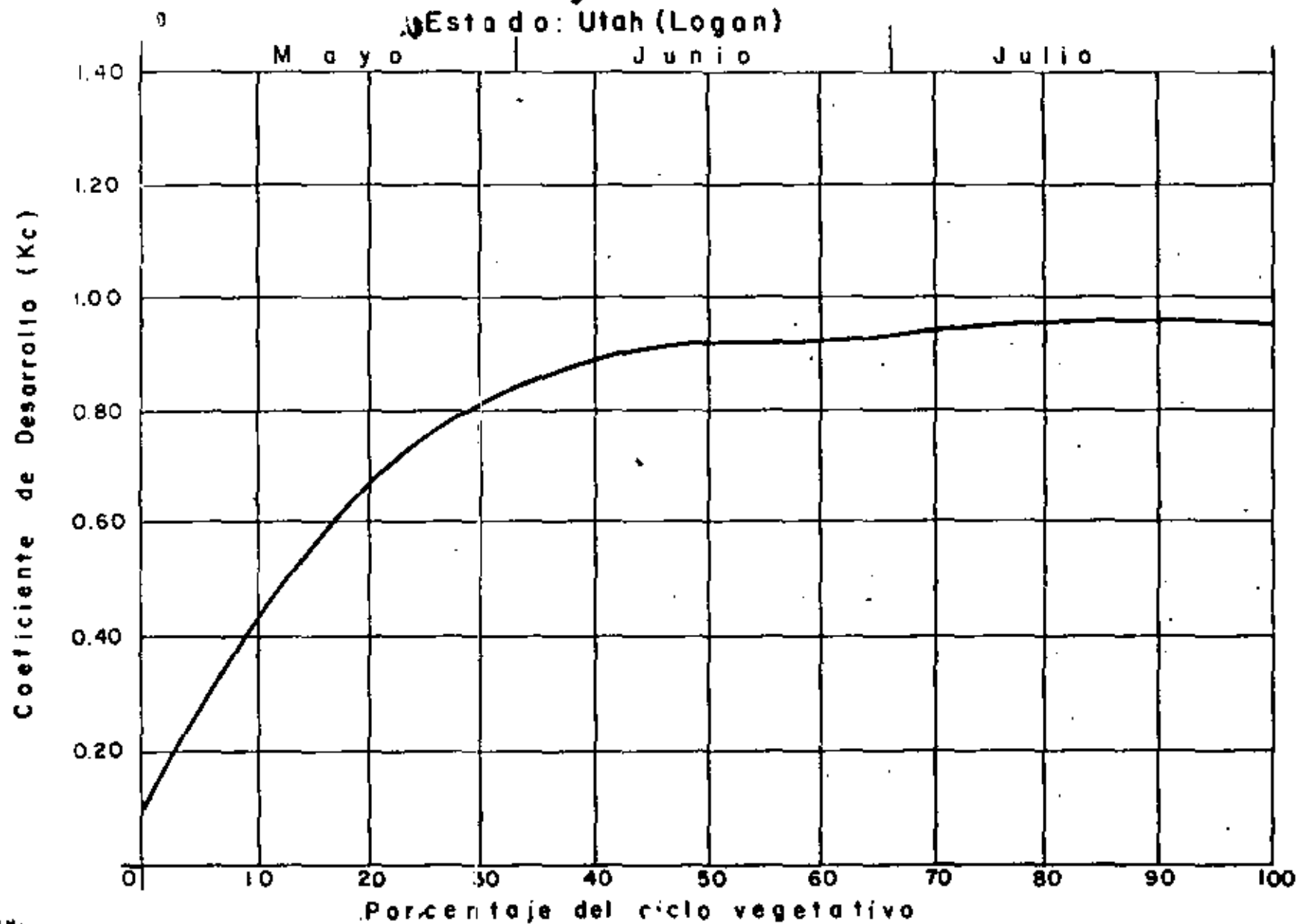


Cultivo: CEBADA

Ciclo vegetativo: 90 días

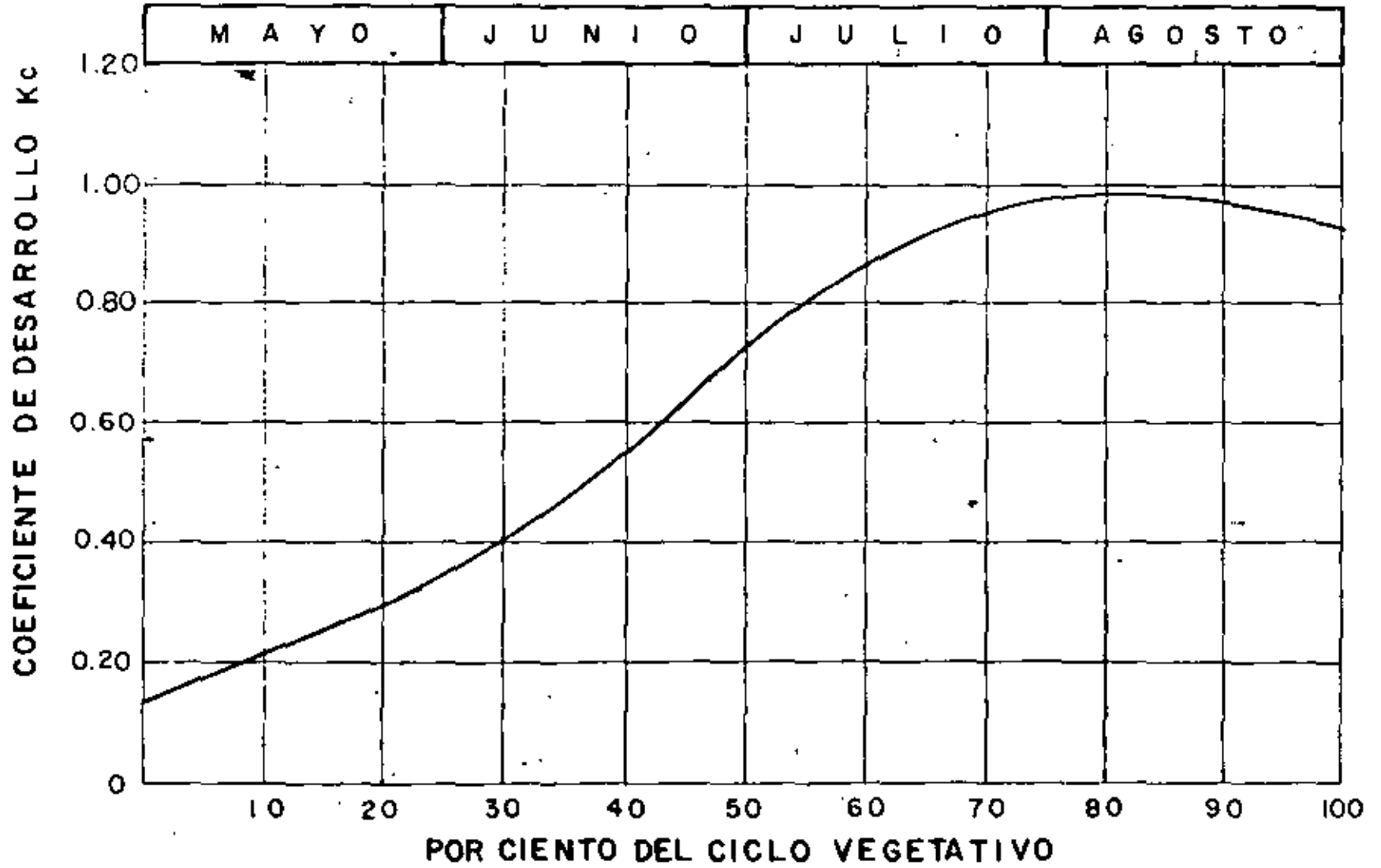
Estado: Utah (Logan)

(64)



CULTIVO = CHICHARO
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

ESTADO : UTAH (LOGAN)

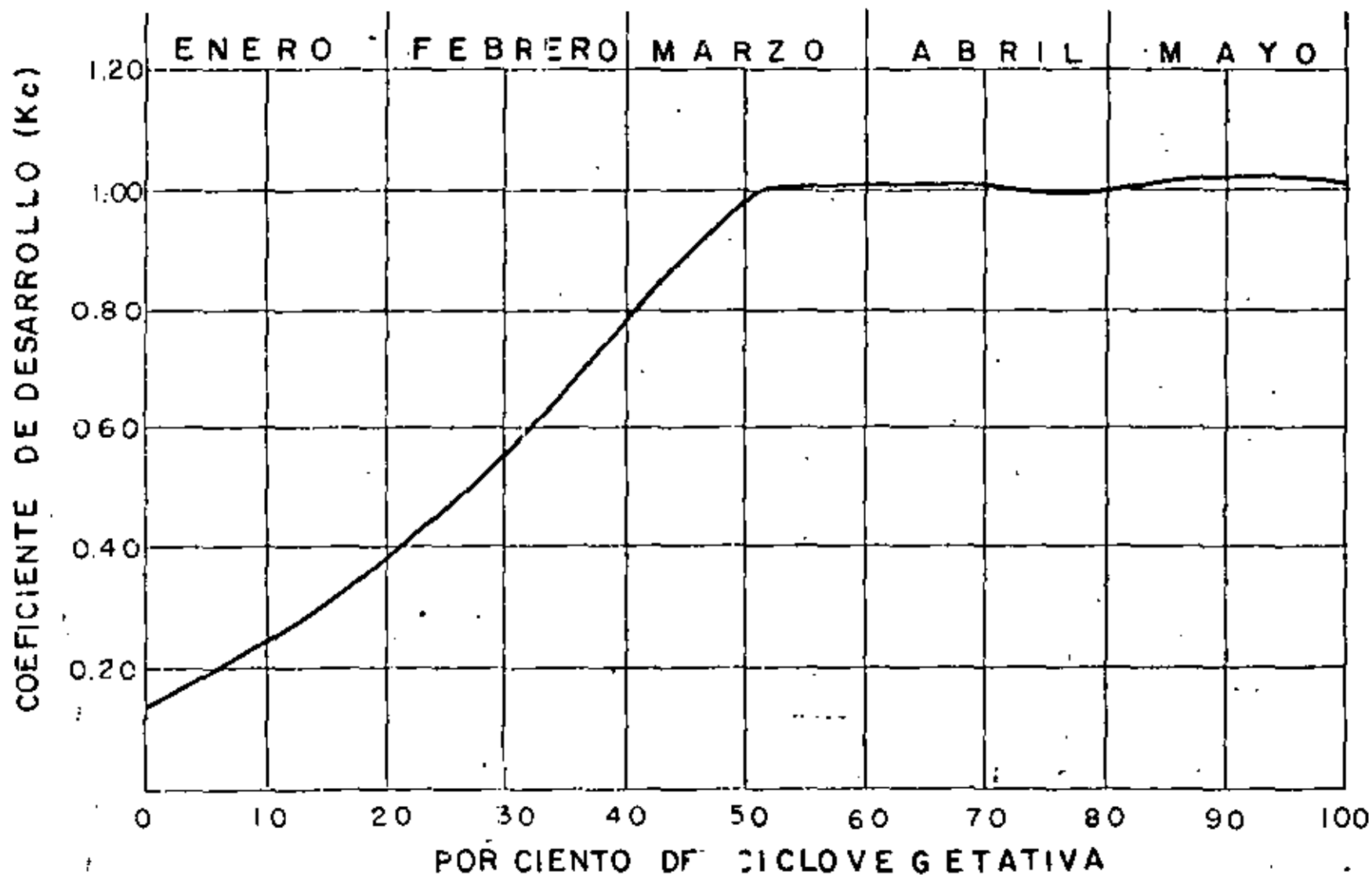


CULTIVO: CHICHAROS

CICLO VEG: 150 días

ESTADO: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

(66)

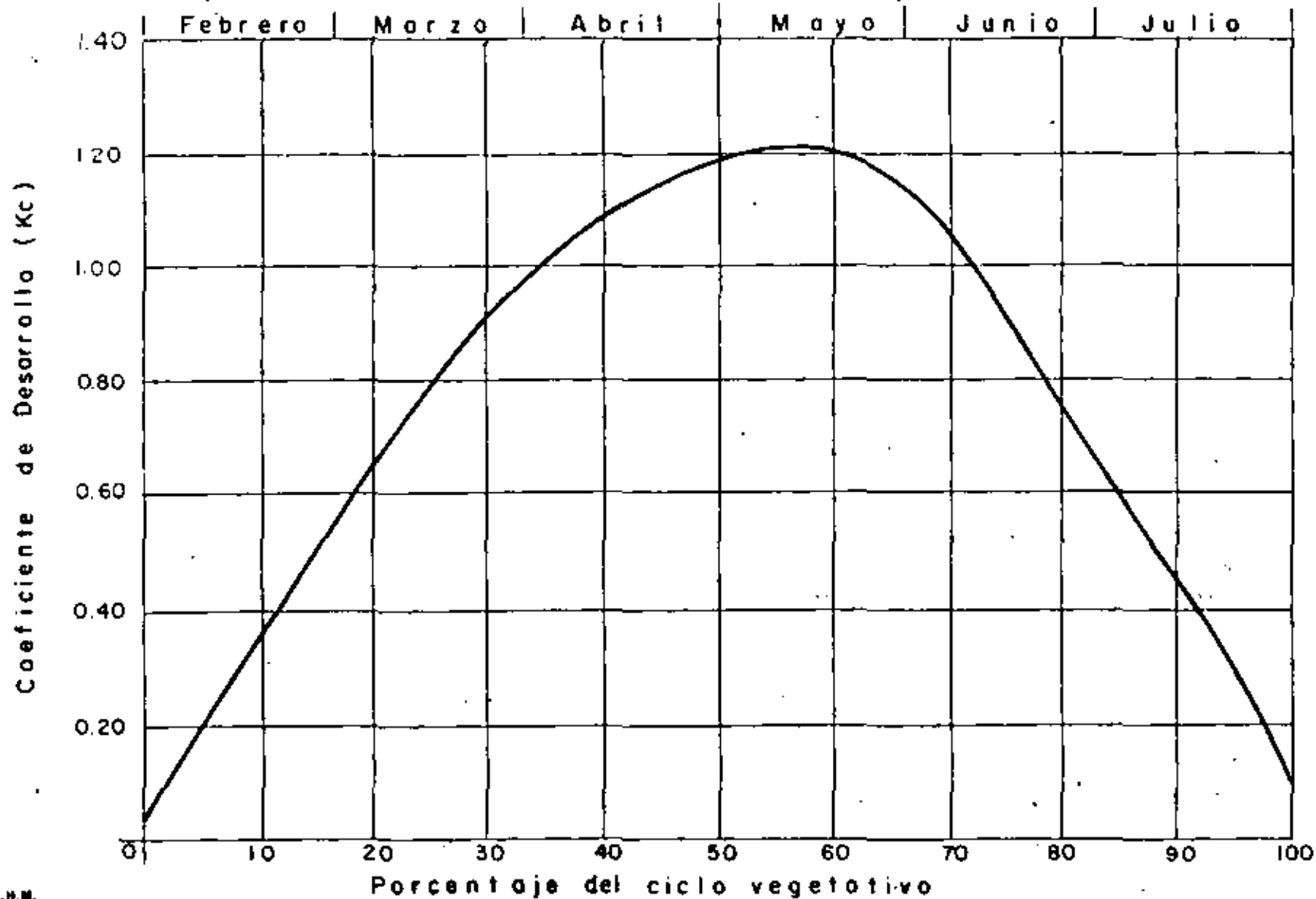


Cultivo: AVENA

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: Arizona (Salt River Valley)

(67)

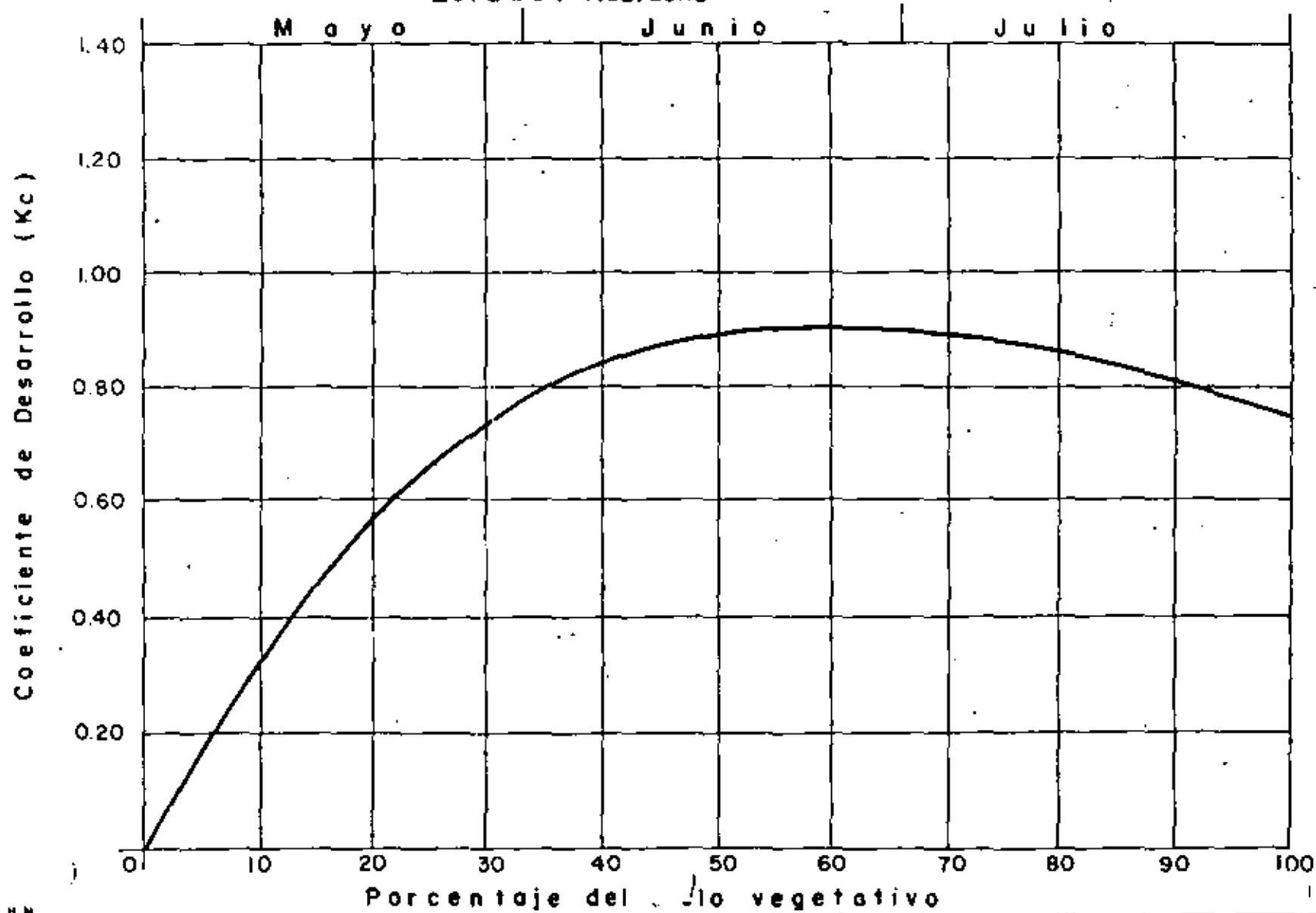


Cultivo: AVENA

Ciclo vegetativo: 90 días

Estado: Nebraska

(68)

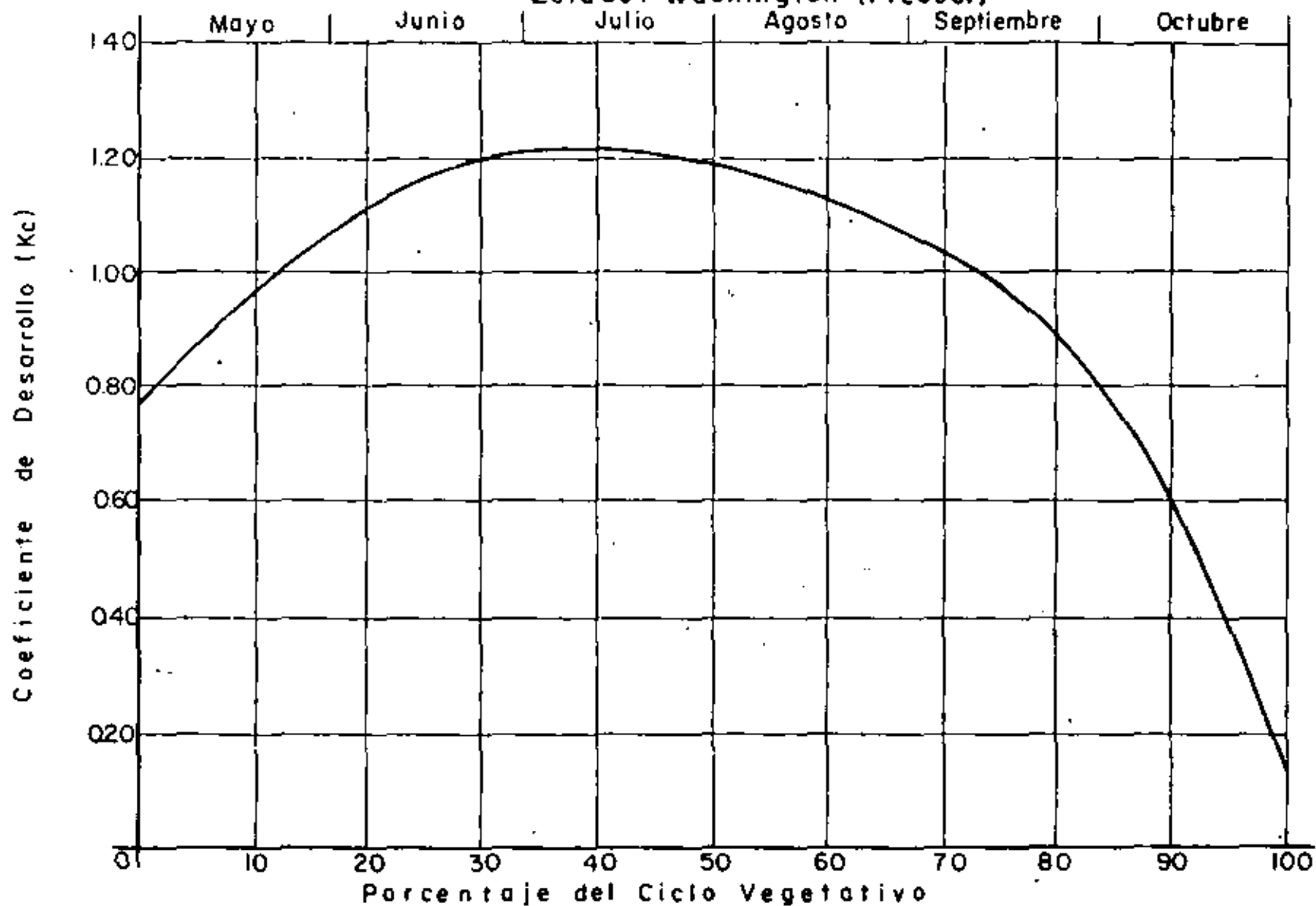


Cultivo: TREFOL

(69)

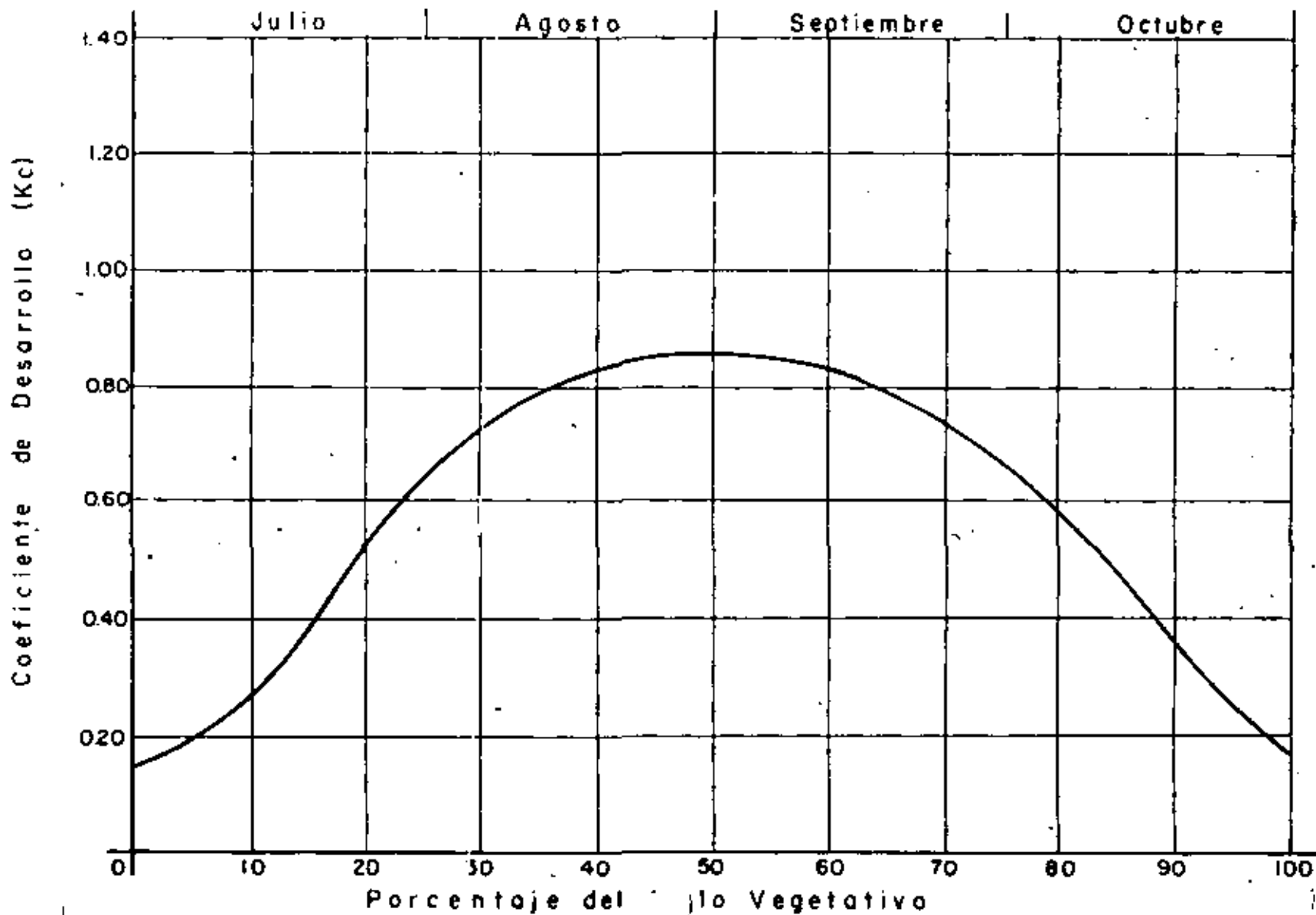
Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: Washington (Presser)



Cultivo: GUAR
Ciclo vegetativo: 120 días
Estado: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

(70)

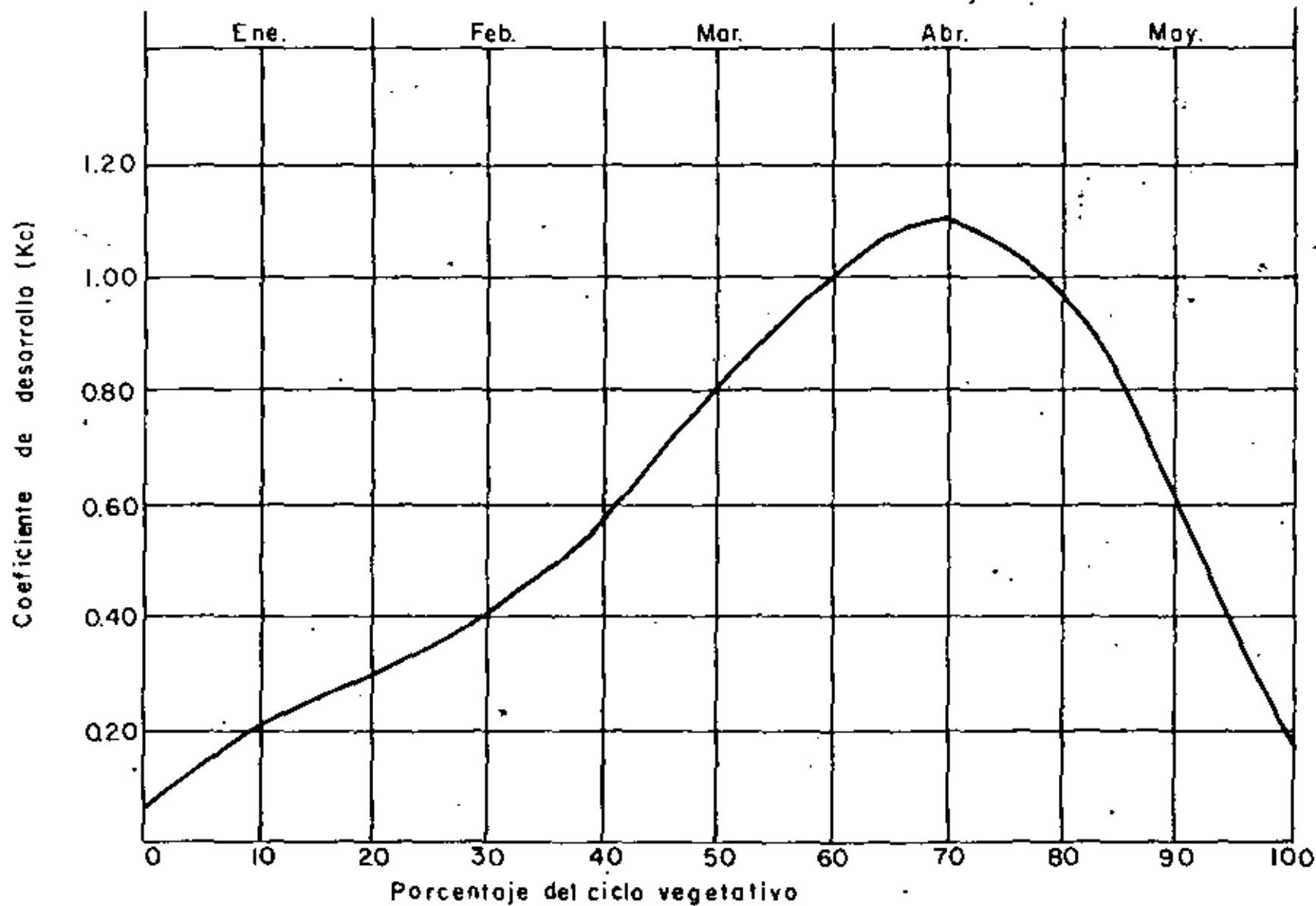


Cultivo: TRIGO

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: Arizona (Salt River Valley)

(71)

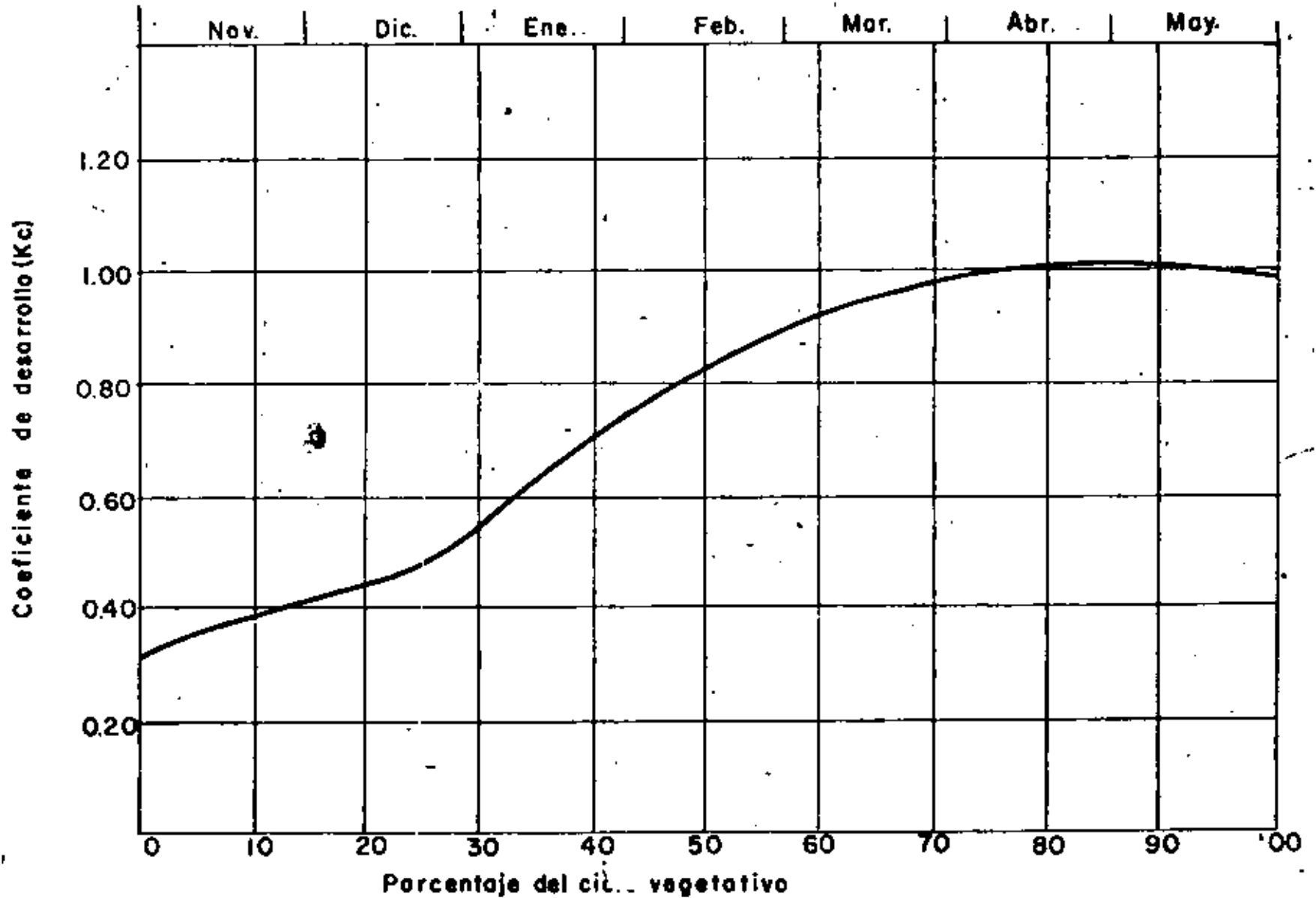


Cultivo: TRIGO

(72)

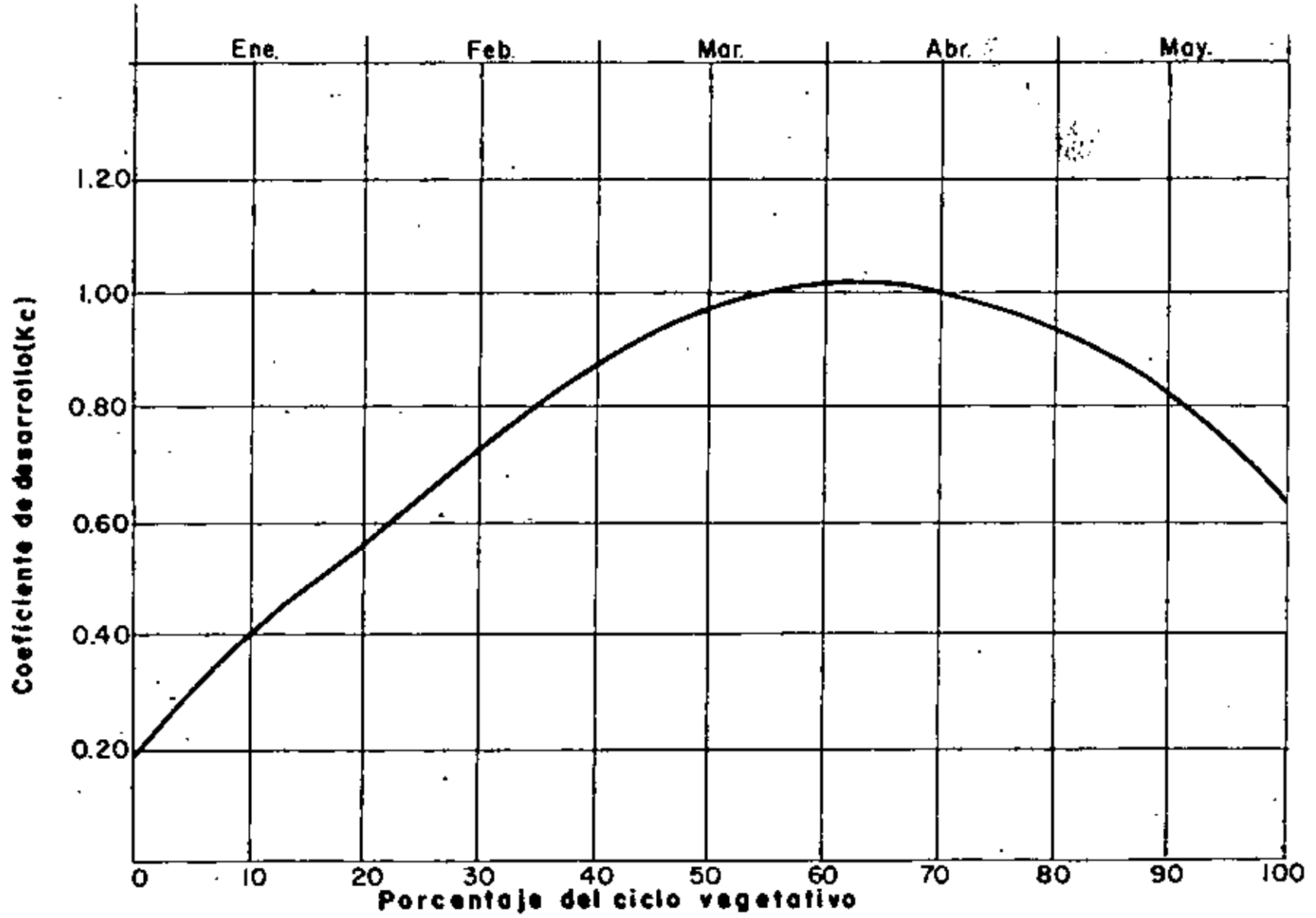
Ciclo vegetativo: 210 días.

Estado: Texas (Southwest Great Plains Field Station)



Cultivo: TRIGO
Ciclo vegetativo: 150 días
Estado: Kansas (Garden City)

(73)

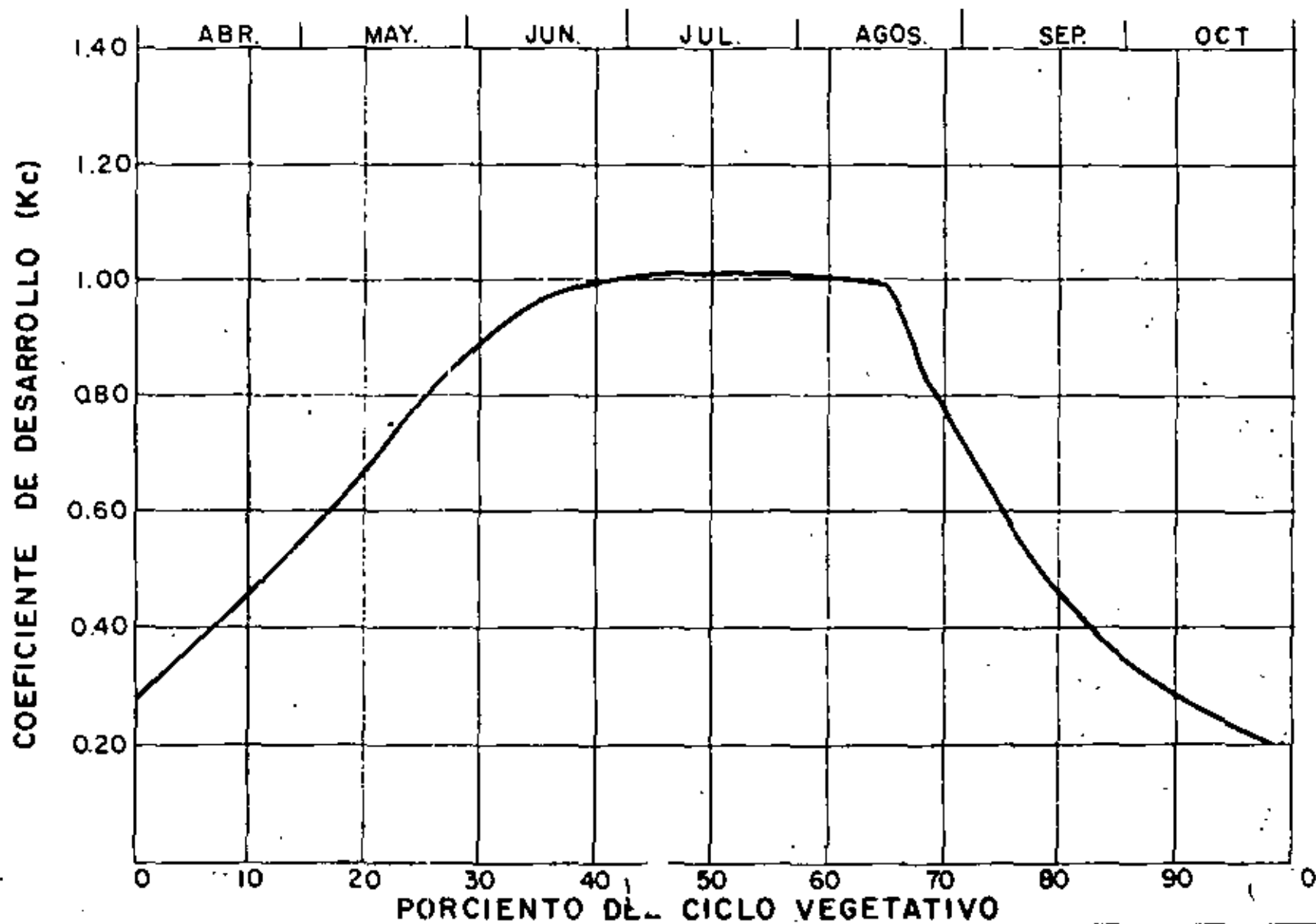


CULTIVO: BROMEGAS

CICLO VEG: 210 días

ESTADO: North Dakota (Deep River Development Farm)

(74)

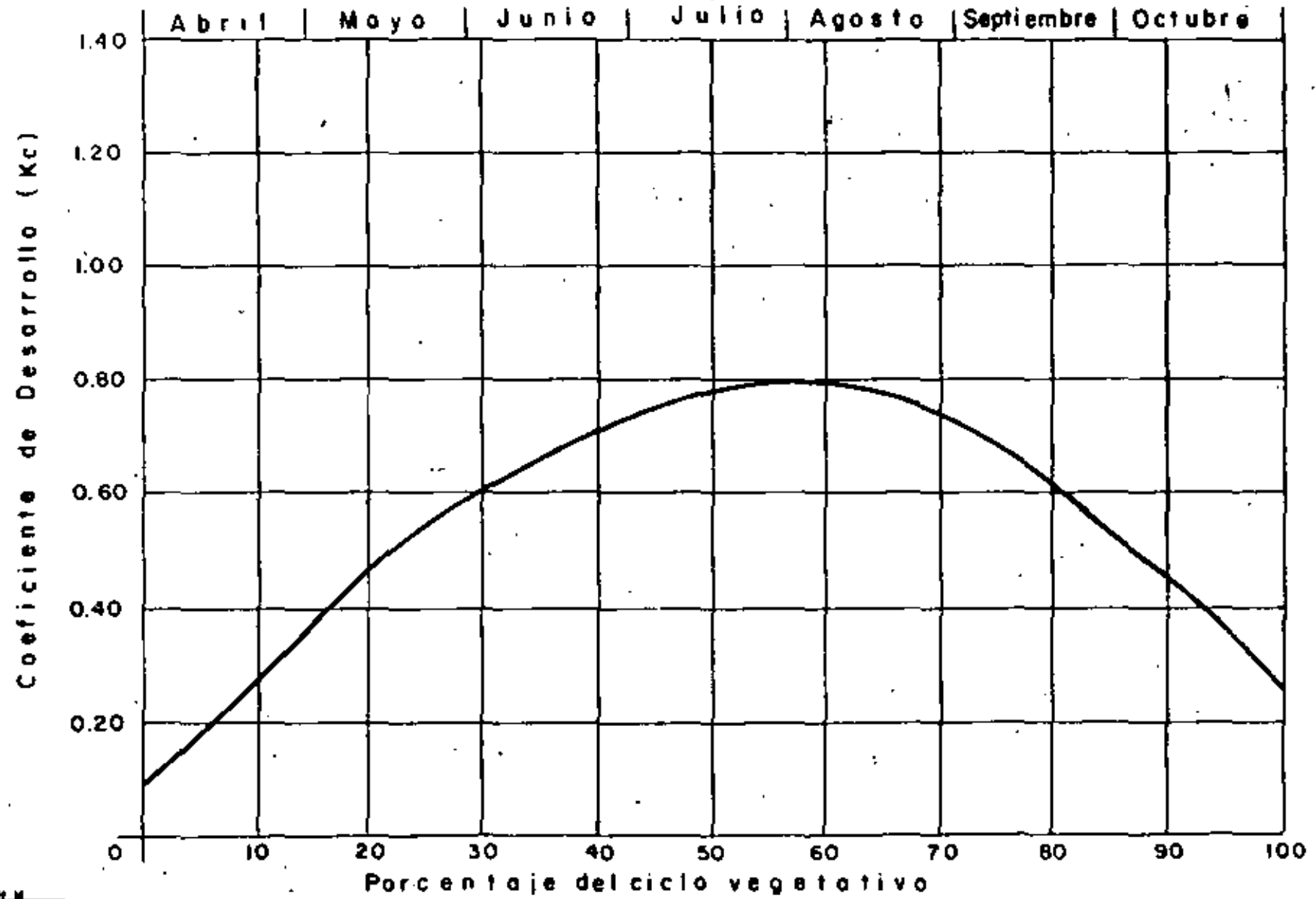


Cultivo: LEGUMBRES

(75)

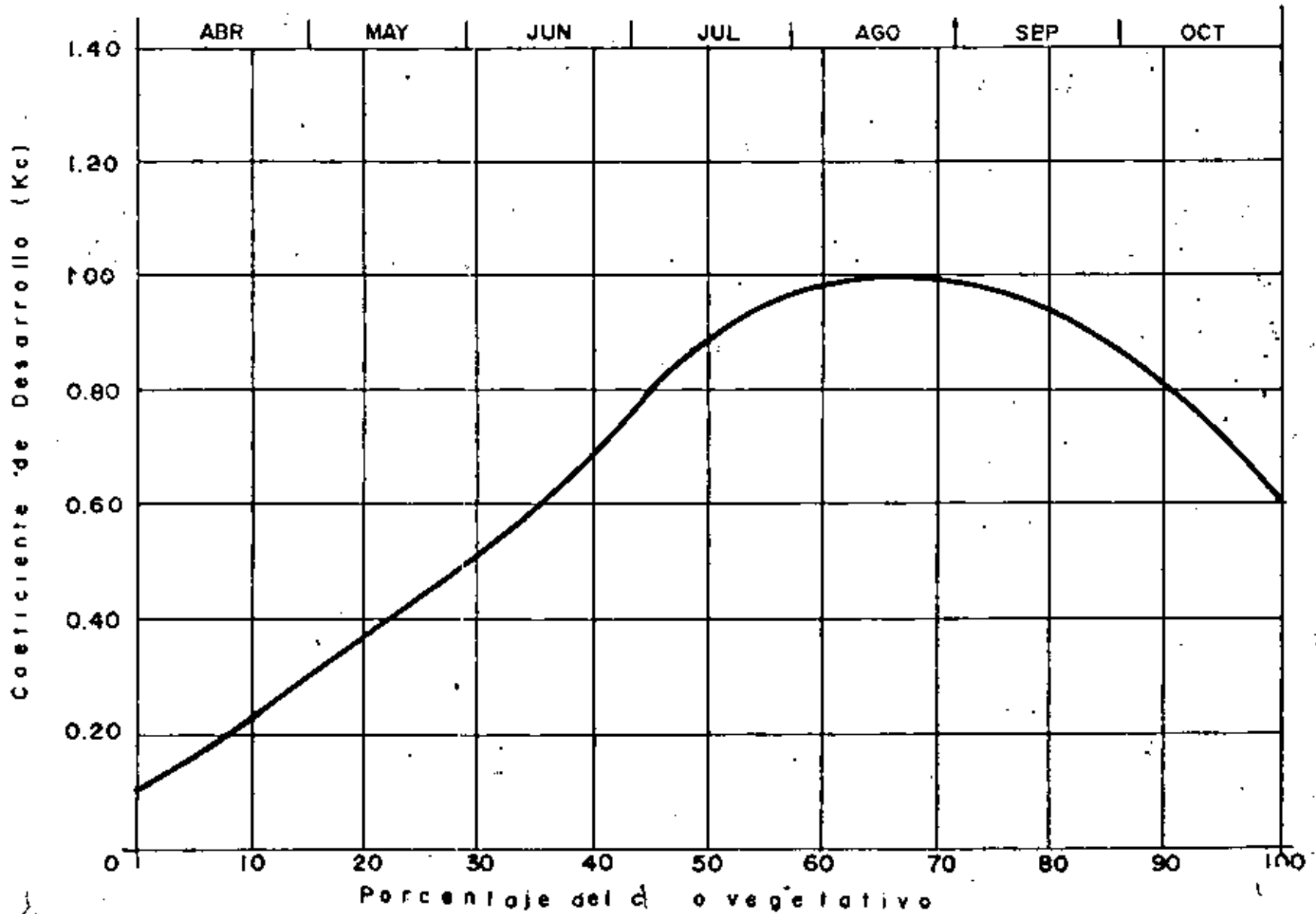
Ciclo vegetativo: 210 días

Estado: California (Delta)



CULTIVO: ALGODON
CICLO VEGETATIVO: 210 días
ESTADO: ARIZONA (Salt River Valley, Phoenix)

(76)

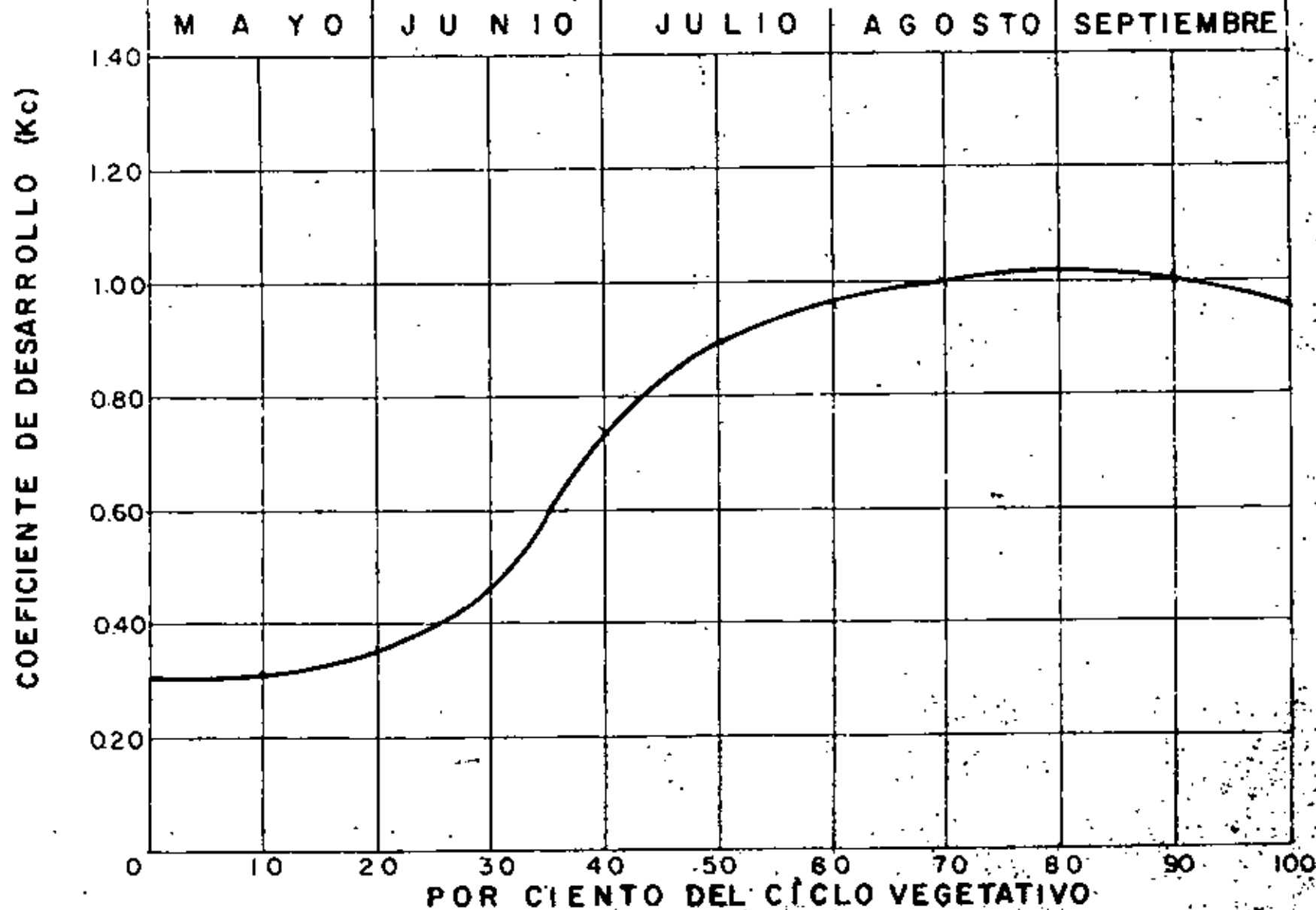


CULTIVO = ALGODON

(77)

CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS

ESTADO: CALIFORNIA (FIREBAUGH, SHAFTER, BAKERSFIELD)





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

**V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO**

INSTRUCCIONES GENERALES PARA ZONAS DE RIEGO

**ING. RODOLFO A. ORTEGA
AGOSTO-SEPTIEMBRE 1982**

INDICE de CONTENIDO:

TEMA :	PAGINA.
Breve ORANUORAMA	4
"Sistemas de Riego" estudios previos :	5
planos de localización	5
planos topográficos	6
planos agrológicos	6
planos del uso actual de la tierra	6
Datos climatológicos	7
Datos hidrológicos	7
Planos Geológicos	7
Características físico-químicas de los suelos	8
Estudios Socio-económicos	8
Partes que integran una Zona de Riego	9
(Obra de captación - canal principal, - Red de drenaje - etc.)	9, 10
DISEÑO DE UNA ZONA DE RIEGO	11.
Localización de los canales del Sistema de distribución	12
a- siguiendo la topografía del terreno	13
b- según la cuadrícula	13
Lotificación y localización de las tomas de lote	14
Obtención de las áreas de los lotes	15
Afine del proyecto	15
Obtención de las tablas de áreas y capacidades del canal principal	16
Dibujo de las áreas y capacidades de los canales	17
Diseño de los canales de la Zona de Riego	17
Lo que se debe tomar en cuenta al diseñar canales	20
DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL	21
Estructuras del canal principal y red de distribución	22
Estructuras de Operaciones y distribución	22
Represas METODOLOGIA PARA DETERMINAR LA LOCALIZACION DE ELLAS EN EL CANAL PRINCIPAL ...	23
PROCEDIMIENTO a seguir para elegir los sitios en que deben construirse las represas en el canal alimentador ...	23, 24
TOMAS PARA CANALES	25

<i>Tomos Granja</i>	26	2
ESTRUCTURAS AFORADORAS	26	
<i>tipo Huamúchil</i>	27	
<i>de agujas</i>	28	
<i>tipo celaya</i>	28	
<i>que funcionan por medio de un resalto</i>		
<i>tipo Venturi</i>	28	
<i>Medidor parshall</i>	30	
<i>que funcionan como orificio</i>	31	
<i>tipo mayo</i>	31	
<i>de carga constante</i>	32	
<i>en forma combinado</i>	36	
ESTRUCTURAS DE CRUCE	37	
<i>elección del tipo de estructura</i>	37	
<i>diques</i>	38	
<i>beneficios de estos</i>	39	
<i>partes que lo integran</i>	40	
<i>empleos de los mismos</i>	43	
ESTRUCTURAS DE PROTECCION	49	
<i>Rápidas y Caídas</i>		
<i>tanque amortiguador</i>		
DESAGÜES PARCIALES, TOTALES y FINALES	51	
<i>Entradas de agua y pasos Superiores ...</i>		
<i>Cunetas y contracunetas</i>		
REVESTIMIENTO DE CANALES	53	
<i>pérdidas por evaporación</i>		
<i>reducción de pérdidas</i>		
<i>Requisitos para un buen Revestimiento</i>		
<i>Selección del tipo de revestimiento</i>		
<i>Tipos de revestimientos</i>		
TIPOS DE SECCIONES DE CANALES	58	
<i>Canales abiertos</i>		
NORMAS GENERALES DE DISEÑO	58	
<i>Relación plantilla-tirante</i>		
<i>Sección de máxima eficiencia</i>		
<i>problemas constructivos</i>	60	
<i>taludes</i>	61	
<i>bordo libre</i>	62	
<i>Esque de la corona de los bordos</i> ...	62	

VELOCIDADES	63
<i>Velocidades MEDIAS, MAXIMAS Y MINIMAS</i>	64
<i>Canales sin revestir</i>	65
<i>Canales revestidos</i>	67
<i>Coefficientes de Rugosidad</i>	71
<i>pendiente longitudinal</i> - - - - -	72
 <i>NOEMAS PARTICULARES DE DISEÑO</i>	 73
<i>Canales sin revestir</i>	
<i>Sección, pendiente, perímetro mojado, etc.</i> ...	73
<i>Canales revestidos de tierra compactada</i> .	74
<i>Canales revestidos de concreto</i>	74
 <i>RAJURAS (JUNTAS) PARA EL CONTROL DEL AGRIE-</i>	
<i>TAMIENTO EN CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO</i> ...	77
<i>Apoyo de los Revestimientos</i>	
<i>Canales Revestidos de Concreto</i>	
<i>Canales revest. de Concreto lanzado me-</i>	
<i>matricamente.</i>	
<i>Canales revestidos de Concreto asfáltico</i>	
<i>Canales revestidos de mampostería</i>	
<i>Drenaje en canales Revestidos</i>	81
 <i>CONDUCTOS CERRADOS que trabajan por GRAVEDAD</i> ...	81
<i>Velocidades máximas permisibles</i>	
" " " " " " " " " " " " " " " "	
<i>mínimas</i> "	
 <i>CONDUCTOS CERRADOS QUE TRABAJAN A PRESION</i> ...	82
<i>Velocidades</i>	
<i>Coefficientes de Rugosidad.</i>	

3

presidente

secretaria

Comisiones

Consultivo técnico

OFICINA
MAJOR

Sub-secretario
PLANEACION

Sub-Secretaria
CONSTRUCCION

Sub-Secretaria
OPERACION

Dirección Gral. de
Obras para el de-
sarrollo Rural.

Dirección Gral. de
Irrigación y con-
trol de Ríos

Dirección Gral. de
Agua Potable y al-
cantarillado.

DIRECC. GRAL. de Usos de Agua
y prevención de Contamin.

DIRECCION DE
CONTROL DE RIOS

DIRECCION GRAL. ARA-
URCHAMIENTO DE CUENCAS

DIRECC. GRAL. de PLANEACION

DIRECCION DE
PROYECTOS

DIRECCION GRAL. de
DISTRITOS DE RIEGO

DIRECC. GRAL. de ESTUDIOS

FORMULACION
DE PLANES

DIRECCION DE
CONSTRUCCION

DIRECCION DE
UNIDADES DE RIEGO

DIRECCION
DE EVALUACION

DIRECCION DE
ACUERCIOS

DIR. GRAL. DE OPERACION
AGUA POTABLE Y ALCANTARAS

DIRECCION DE
ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

DIR. DE GEOTECNIA
Y ZONAS ARIDAS

DIRECCION DE
AGROLOGIA (SUELOS)

DIRECCION DE
OPERACION

DIRECCION DE
HIDROLOGIA

CONSERVACION Y
MANTENIMIENTO

DIR. DE AGUAS
SUBTERRANEAS

DIRECCION DE
GEOLOGIA

SISTEMAS DE RIEGO.-

5

Para obtener los fines deseados, debemos tener
unos estudios previos:

- | | | | | |
|--|--|----------------------------|--|---------------------------|
| | Sub-SECRETARIA DE PLANTACION | | | |
| ... Dirección
de Estudios: | <table border="0"> <tr><td>1.- Planos de Localización</td></tr> <tr><td>2.- Planos topográficos</td></tr> <tr><td>3.- Mosaicos fotográficos</td></tr> </table> | 1.- Planos de Localización | 2.- Planos topográficos | 3.- Mosaicos fotográficos |
| 1.- Planos de Localización | | | | |
| 2.- Planos topográficos | | | | |
| 3.- Mosaicos fotográficos | | | | |
| ... Dpto.
de AGRICULTURA | <table border="0"> <tr><td>4.- Planos Agronómicos</td></tr> <tr><td>5.- Planos de uso actual de la tierra.</td></tr> </table> | 4.- Planos Agronómicos | 5.- Planos de uso actual de la tierra. | |
| 4.- Planos Agronómicos | | | | |
| 5.- Planos de uso actual de la tierra. | | | | |
| ... D.A.A.C. | 6.- Planos que detallan la distribución de la propiedad.
(Plano Catastral al principio, prop. privada, ejido etc.) | | | |
| ... Dpto. de
AGROLOGIA.- | <table border="0"> <tr><td>7.- Datos climatológicos</td></tr> <tr><td>8.- Datos Hidrológicos.</td></tr> </table> | 7.- Datos climatológicos | 8.- Datos Hidrológicos. | |
| 7.- Datos climatológicos | | | | |
| 8.- Datos Hidrológicos. | | | | |
| ... Dpto. de Estudios: | 9.- Relación de Cultivos Adecuados. | | | |
| ... Dpto. de GEOLOGIA: | 10.- Planos Geológicos | | | |
| ... Dpto. de INGENIERIA
EXPERIMENTAL
(Tecnológico) | 11.- Características
física - Químicas
de los Suelos. | | | |
| ... Dpto. de Estudios: | 12.- Estudios Socio-económicos. | | | |

PLANOS DE LOCALIZACION.- (Datos Proporcionados)

- a)- Muestran Centros de población
- b)- Centros de producción
- c)- Vías de Comunicación
- d)- Corrientes Superficiales y Vasos Naturales

Nos sirven para:

- a) Determinar la ruta para abastecimiento de materiales
- b) Determinar las fuentes de abastecimiento con que se cuenta.
- c) Determinar la integración de la zona a un plan Regional.

PLANOS TOPOGRAFICOS.- (Nos proporcionan); PLANOS TOPOGRAFICOS.- (Nos sirven): 6

- a).- Topografía de la Zona.
 b).- Muestra Zonas Urbanas
 c).- Vías de Comunicación
 d).- Redes: Telegráficas
 Telefónicas
 eléctricas
 e).- Gasoductos y Oleoductos.
 f).- Pozos Profundos existentes
 g).- Corrientes Superficiales.

- a).- Delimitar la Zona de Riego
 b).- Eliminar las Zonas que no se pueden
 regar.
 c).- Trazo de la red de Canales, drenaje
 y caminos.-
 d).- Delimitar cuencas hidrológicas.

- PLANOS AGROLOGICOS. -

LOS MUESTRAN:

LOS SIRVEN:

- a).- Clasificación de los suelos y su localización.
 b).- Espesor de los mismos y de la capa vegetal.
 c).- Fertilidad.
 d).- Aptitud del suelo para determinados cultivos.
 e).- Presencia de sales o álcalis
 f).- Pedregosidad.
 g).- Evidencias de erosión
 h).- Profundidad y variación del N.F.
 i).- Drenaje interno de los suelos.
 j).- Calidad del agua para riego.

- a).- Localizar Zonas aptas para el cultivo.
 b).- Tipos de cultivos que se pueden sembrar
 c).- Determinar las láminas de riego óptimas para cada tipo de cultivo de suelo.
 d).- Necesidad de drenaje para abatir los niveles freáticos abajo de la zona radicular.

PLANOS DEL USO ACTUAL DE LA TIERRA:

LOS MUESTRAN:

LOS SIRVEN.

- a).- Tipos de cultivos que se siembran en la actualidad.
 b).- Zonas Silvícolas
 (las que habrá que proteger contra las plagas. cédicas)

- a).- Estudios de los cultivos.

DATOS CLIMATOLOGICOS:
PROPORCIONAN: NOS SIRVEN:

- a).- Temperatura
- b).- Precipitaciones
- c).- Ciclos de Secas y de Lluvias
- d).- Presencia de Heladas, Nevadas, granizo y Rocío.
- e).- Latitud
- f).- Luminosidad Solar.

- a).- Determinar los tipos de Cultivos
- b).- Fechas de Siembra
- c).- Coeficientes de riego.

DATOS HIDROLOGICOS:
PROPORCIONAN: NOS SIRVEN:

- a).- Régimen de la corriente (épocas de estiaje y de avenidas).
- b).- Frecuencia y duración de las avenidas
- c).- Poder de arrastre de las corrientes (avalanchas).
- d).- Extensión de la cuenca y sus características
- e).- Forma del cauce (definido o divergente).
- f).- Volúmenes proporcionados de aguas subterráneas.

- a).- Determinar la potencialidad de la fuente de abastecimiento.
- b).- Determinar la necesidad, o no, de construir una obra de captación y su dimensionamiento.
- c).- Determinar la necesidad de construir Obras para evitar el efecto destructivo de las corrientes.
- d).- Coeficientes de drenaje.

$$Q = x \quad A = 3 \text{ (método grueso)}$$

$$q = \frac{Q}{A} \times 10000 = \text{coef. lts/seg/Ha.}$$

PLANOS GEOLOGICOS:
NOS MUESTRAN: NOS SIRVEN:

- a).- Estratigrafía
- b).- Estructuración
- c).- Fallas Geológicas
- d).- Grados de Intemperismo y metamorfismo.

- a).- Para la localización preliminar de:
 - 1.- Obra de captación
 - 2.- Canal principal
 - 3.- Estructuras
- b).- localización de bancos de materiales para la construcción.
- c).- Estimación preliminar de los costos.
- d).- Determinación del tipo de maquinaria para la construcción:

CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS DE LOS SUELOS.-

NOS PREOCUPAN:

- a).- Permeabilidad
- b).- Características físicas de los suelos (suelos expansivos, colapsantes y dispersivos)
- c).- Características químicas (alcalinidad y sodicidad)
- d).- Características de los materiales disponibles para la construcción
- e).- Propiedades mecánicas de los suelos.

NOS SIGUEN:

- a).- Necesidad de inversiones
- b).- Tipos de cimentación de las estructuras.
- c).- Compactación de los suelos.
- d).- Proporcionamientos y tipos de cemento.
- e).- Determinación de los volúmenes disponibles de material de construcción.

ESTUDIOS SOCIO-ECONÓMICOS: PLANEACION.- CONSTRUCCION.- OPERACION.-

- a).- Uso de la tierra.
- b).- Tenencia.
- c).- Tamaño de las parcelas.
- d).- Uso de las tierras.

- a).- Nivel de vida de la región
- b).- Asociaciones sindicales
- c).- Enfermedades propias de la región.

- a).- Grado de Habilidad técnica.

240074

7 PARTES QUE INTEGRAN UNA ZONA DE RIEGO.-

1.- Fuente de Abastecimiento:

- a).- Superficial, (ríos, lagunas, manantiales)
- b).- Subterránea.

2.- OBRA DE CAPTACIÓN:

A.- Escurrimiento Superficial

- a).- Presa de almacenamiento:
- b).- Presa derivadora
- c).- Tomas directas
- d).- Plantas de bombeo (ríos, lagunas)

B.- Escurrimiento Subterráneo.-

- a).- Galerías filtrantes
- b).- Pozos profundos.

3.- CANAL PRINCIPAL.-

- a).- Tramo de conducción o tramo muerto.
- b).- Tramo distribuidor.

A.- CANALES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION:

- a).- Laterales
- b).- Sublaterales
- c).- Ramales
- d).- Sub-ramales
- e).- Regaderas

B.- ESTRUCTURAS EN EL CANAL PRINCIPAL Y SISTEMA DE DISTRIBUCION:

- a).- Distribución
- b).- Cruce
- c).- Protección del Vertedero

C.- RED DE DRENAJE:

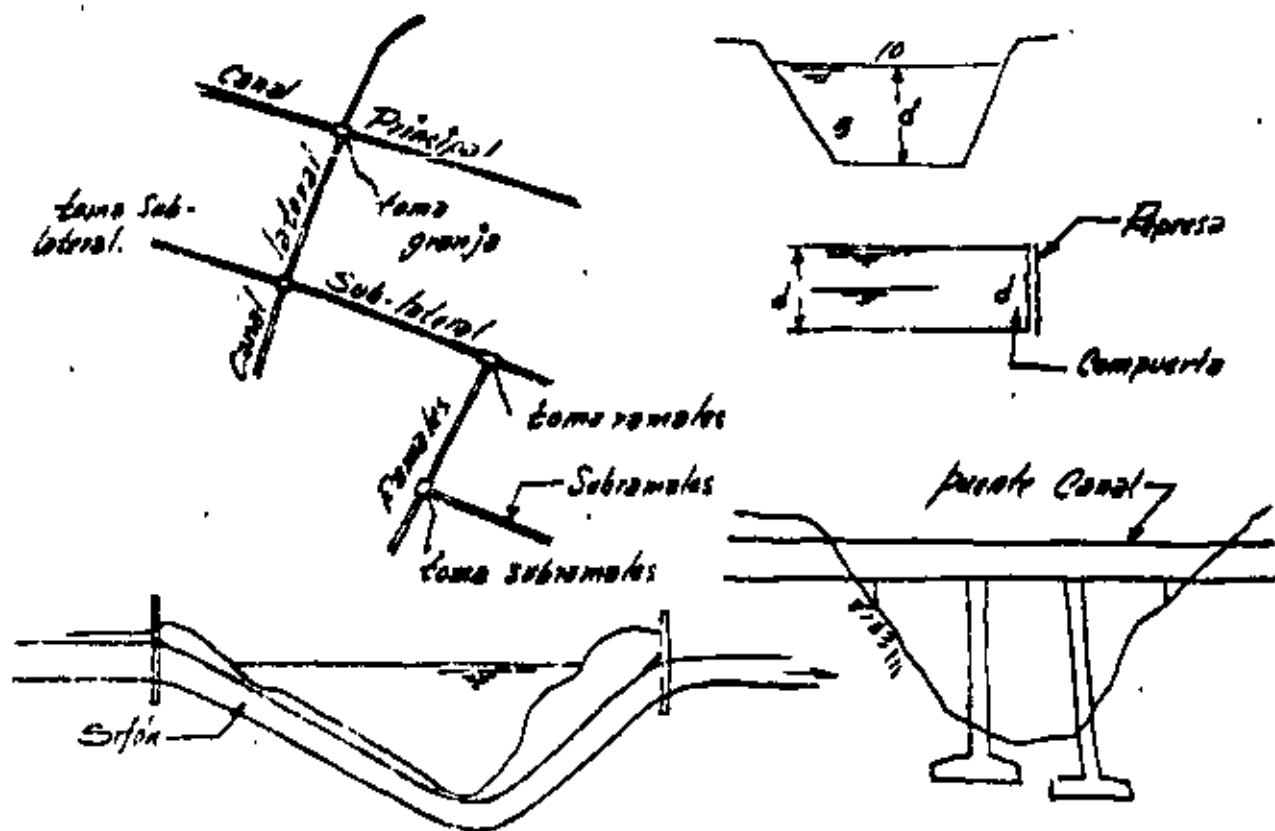
- a).- Primario
- b).- Secundario
- c).- Terciario
- d).- Parcelario.

7.- ESTRUCTURAS DE LA RED DE DRENAJE.-

- a).- Cauce
- b).- Protección

B.- OBRAS COMPLEMENTARIAS: -

- a).- Casa de conalero
- b).- Red Telefónica
- c).- Red de Caminos
- d).- Obras de defensa
- e).- Nivelación de tierras. -



DISEÑO DE UNA ZONA DE RIEGO.

LOS PASOS A SEGUIR, SON LOS SIGUIENTES:

A.- Sobre un plano topográfico a escala 1:20 000, se marcan con color, los terrenos que, quedando dentro de la Zona de riego, no sean dominados, o que no pueden ser utilizados para la agricultura; tales como:

- a).- ~~(Caminos)~~ Caminos principales y vecinales. (ROJO)
- b).- Pías y Lagunas (AZUL)
- c).- Arroyos y drenes (VERDE)
- d).- Altos dentro de la zona de Riego así como Zonas urbanas. (GRIS)

B.- Determinada la potencialidad de la fuente y con esto, el área que podemos regar, haciendo uso del plano agrológico, se delimitan los terrenos dentro de la Zona de riego, que por sus características, nos convenga beneficiar con nuestro proyecto; hecho esto, utilizando el plano de tenencia de la tierra (daz), se marcan los límites de las pequeñas propiedades, zonas ejidales y comunales.

C.- Localización del canal principal. - El canal principal en la mayoría de los casos, limita por su parte alta el área de riego, por lo tanto es necesario localizarlo de tal manera que domine esta área.

En ocasiones, los terrenos de riego, quedan distantes, de la captación, el canal principal tiene en este caso, UN TRAMO MUERTO que se localiza por la ruta que reporte más seguridad para el canal, recorrido mínima y máxima economía.

Si la localización de este tramo muerto es en ladera; La cubeta del canal deberá quedar íntegramente enterrada en el terreno natural.

En la zona de Riego, la localización del canal principal, se hace de tal manera que la superficie libre del agua, vaya dominando los terrenos de riego de tal manera que las tomas y laterales alimentados, puedan regar inmediatamente en su inicio.

El canal principal se localiza teniendo como datos ó fijando la elevación de la superficie libre del agua en un sitio de derivación propuesto y la elevación de los terrenos de riego en su inicio y en su parte más alejada; se determina el desnivel entre este sitio y el punto de derivación propuesto; se deduce un desarrollo aproximado del canal y se determina una pendiente mediz.

Con este dato y partiendo de la elevación de la superficie libre del agua propuesta, se va localizando el eje del canal siguiendo una curva de nivel, tomando en cuenta en forma aproximada, las pérdidas de carga que se presentan, tanto por pendiente como por cruces, con el drenaje natural, con depre-

siones o con vías de comunicación terrestres.

Para el control de la línea que se va dibujando, se va midiendo el cadenamiento con un compas y se lleva un control de las elevaciones que pueda ser como el que se muestra a continuación:

CONTROL DE ELEVACIONES						
					ELEVACIONES	
ESTACION	Distancia	S	Δh	PIRANTILLA	S.L.A.	NOTAS.

Las tangentes trazadas sobre los planos y que representan el eje del canal, se ligan por medio de curvas de un grado apropiado, cuyo valor máximo varía según el tipo de canal y localización, siendo su rango, los grados ~~entre 1 y 3~~ cuyo radio ~~es~~ de 3 a 7 veces el ancho de la superficie libre del agua en el canal.

En canales sin revestimiento y en tierra, se toma el valor de 7 (siete), pudiendo llegar en canales revestidos a 5 (cinco), si el canal va enterrado, conviene a 4 (cuatro) pero tampoco es conveniente acercarse al límite de 3 (tres), lo cual solo puede hacerse en condiciones muy obligadas, pues esto afecta el procedimiento de construcción.

Las curvas de liga se calculan y se lleva un registro como se indica a continuación:

CALCULO DE CURVAS.									
CANA No.	P.I.	Δ	G	R	S.T.	L.C.	P.C.	P.T.	T

Se deberá localizar la parte final del canal de modo que pueda descargar a un arroyo, río o mar.

LOCALIZACION DE LOS CANALES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION.-

La denominación que reciben los canales que integran el sistema de distribución es la siguiente:

- a).- CANALES LATERALES
- b).- " SUB-LATERALES
- c).- " RAMALES
- d).- " SUB-RAMALES.

Para la localización de los canales del sistema de distribución, hay 4 criterios generales a seguir, que son los siguientes:

- a).- Según LA TOPOGRAFIA DEL TERRENO (Terrenos con lomerías)
- b).- Según LA CUADRICULA (Terrenos Planos)
- c).- RESPETANDO LOS LINDEROS QUE YA EXISTEN.
- d).- SIGUIENDO UN SISTEMA COMBINADO.

a).- LOCALIZACION SIGUIENDO LA TOPOGRAFIA DEL TERRENO.-

Este criterio es seguramente el más económico, pues los canales se localizan por las líneas Parteaguas y van dominando hacia ambos lados, por lo cual, la red de distribución resulta más corta que con cualquier otro sistema, además se disminuye el número de estructuras al eliminar los cruces con el drenaje aprovechando para la localización de éste, los bajos, se disminuye el área ocupada por canales, drenes y caminos, teniendo por lo tanto, un mayor aprovechamiento del terreno.

Tiene el inconveniente de que se trazo en el campo es sumamente costoso y resultan lotes de formas irregulares.

b).- LOCALIZACION, SEGUN LA CUADRICULA.-

Consiste en ir siguiendo la cuadrícula con que se hizo el levantamiento topográfico de la Zona Regable o cualquier otra cuadrícula en la orientación o disposición que representen ventajas:

- 1.- Conviene para usarse en terrenos vírgenes, de gran extensión, de topografía muy plana y de poca pendiente pues se facilita su trazo en el campo, se obtienen lotes de formas regulares, facilitan los trabajos de deslinde y ciertas ventajas en la operación y conservación del sistema de riego.

Tiene el inconveniente de que en general, la red de distribución, resulta muy larga o más que cuando se sigue la topografía, se riega únicamente para un lado, por lo que se aumentará el número de tomas y estructuras adicionales además se requiere la construcción alternada de un dren y un canal de riego para desalojar los sobrantes de agua, así que por este concepto, también son necesarios otras estructuras para cruzar los drenes.

La pendiente máxima del terreno en este sistema, no debe de ser mayor de dos metros por kilómetro. 500.002

c).- Localización respetando los linderos.-

En algunas ocasiones cuando ya existen linderos de propiedades bien definidas en el campo es necesario localizar los canales siguiendo precisamente estos linderos hasta donde las condiciones topográficas lo permitan pues se originarían grandes trastornos en el régimen de la propiedad en el caso de mudar o partir propiedades existentes aumentando con esto el costo de las afectaciones.-

El costo de construcción, de operación y de conservación es muy variable dependiendo principalmente de la extensión y forma de las propiedades existentes.-

D).- Localización según un sistema combinado.-

En el sistema combinado la localización de los canales se va adoptando en algunas ocasiones a la topografía del terreno, en otros lugares de la zona de riego se sigue la cuadrícula y donde hay lotes de propiedad privada se hacen los quiebres necesarios para respetar los linderos si lo permite la topografía, este sistema es el más conveniente.-

Localizados los canales del sistema de distribución se deberán trazar las curvas horizontales y cadenas de cada canal.

E- LOTIFICACION Y LOCALIZACION DE LAS TOMAS DE LOTE.-

La finalidad fundamental que se persigue al subdividir en lotes un sistema de riego en proyecto, es la de precisar en los planos y en el campo, la ubicación de estas porciones de tierra que deben ser servidas con una toma de lote, SU UBICACION, NUMERO, AREA TRIBUTARIA DE CADA CAÑAL y otros datos adicionales que nos permitan determinar los gastos máximos que deben manejarse en los canales y sus respectivas tomas, estudio de las demandas y la correcta distribución del agua por el personal que se encarga de su manejo.

Además nos servirá para complementar el proyecto de las redes de distribución y drenaje, y definir en detalle los caminos de enlace y de orden secundario o mayor que deberán conectarse con el camino o la carretera más próxima de la red nacional.

Para determinar el número de has. que deben constituir al lote y que deben ser regadas por una toma, se deben considerar: el régimen de la propiedad, así por ejemplo, para un régimen de propiedad de E hectareas por ejidatario, cada toma regará como máximo 20 Has. y cuando se tengan 10 ó más Has. como propiedad por agricultor, la toma regará entre 60 y 80 Has.

La toma de lote deberá localizarse en un punto tal que pueda dominar toda el área del mismo, procurando además que la toma, no esté a una distancia máxima de 1 km. al punto más alejado del lote.

Todo lote deberá tener acceso a un canal, a un dren, y a un camino de servicio.

En un sistema de Riego y desde el punto de vista del proyecto de lotificación, el proyectista necesita tomar en cuenta las diversas modalidades que presenta la superficie de un lote. - Como criterio general, se acepta, que toda tierra dominada físicamente por un canal y que no pueda o no deba recibir agua de riego, tiene que ser omitida como superficie regable del sistema.

a).- La superficie del lote se divide en: SUPERFICIE BRUTA

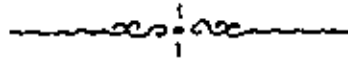
b).- SUPERFICIE NETA.

a).- SUPERFICIE BRUTA.- Es la superficie total comprendida dentro de los límites del lote.

b).- SUPERFICIE NETA.- La superficie Neta de un lote será igual a la superficie bruta, menos las superficies correspondientes a derechos de vía, superficies ocupadas por construcciones, pumontorias, canales, drenes y caminos y otras zonas elevadas que no pueden regarse, etc.

El valor MEDIO asignado a la superficie neta está comprendido entre el 85 y el 95 % de la superficie bruta.

El dato del valor de la superficie neta será la base para el estudio hidráulico de la red de canales y sus estructuras, así como para determinar la disponibilidad del agua en la fuente de abastecimiento del sistema de riego que se proyecta.



F.- OBTENCION DE LAS AREAS DE LOS LOTES.

Se procede a obtener el área de cada lote, con planímetro o cualquier otro método gráfico. La medición se hace por el eje de los límites del lote, dejando fuera los terrenos de mala calidad, los que no se dominan y los que se ocupan con centros de población.

G.- AFINE DEL PROYECTO.

Una vez elegidas las rutas de los canales sobre los planos a escala 1:20 000 se efectuará el proyecto del trazo definitivo sobre las hojas de plancheta 1:5000 afinando la localización, fijando sobre las hojas las deflexiones de cada vértice, radios de curvatura, longitud de las tangentes y de las curvas y además se referirán los vértices a los monumentos de la cuadrícula, para situarlos en el campo.

Finalmente el trazo proyectado sobre las hojas de plancheta se marca materialmente en el terreno colocando a cada 20.00 mts. y se nivela la línea trazada para obtener el perfil del canal.

A lo largo de la línea que se escaja como definitiva, se abrirán pozos para conocer las condiciones geológicas del terreno por lo que respecta a estabilidad de laderas y taludes de excavación, así como para tener una clasificación aproximada de los materiales y poder formular los presupuestos.

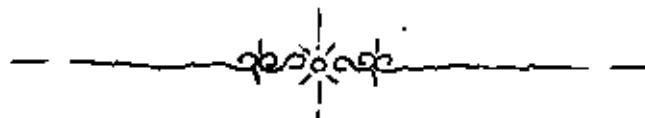
Estos pozos deberán hacerse a cada 500 mts. en los canales de la zona de riego y a cada 200.00 mts. en el canal principal.

Es muy importante tener en cuenta las condiciones geológicas, para poder seguros de proyectar los taludes más convenientes que deben tener los canales. En algunas ocasiones, se ve la necesidad de desecher algunas rutas, ya sea porque el terreno tenga una consistencia que amenace derrumbes; en el propio canal o en las laderas, o por el costo excesivo de las obras de protección o cualesquiera otras circunstancias.

Se deberán tomar muestras de los materiales en que quedarán alojados los canales, para determinar las propiedades físico-químicas de los mismos,

y además se deberán hacer pruebas de permeabilidad para determinar si es necesaria revestir los canales.

Como resultado del afine del proyecto, se modifican los kilometrajes de algunos canales, así como las áreas de algunos lotes por lo que deberán hacerse las correcciones necesarias.



G.- OBTENCION DE LAS TABLAS DE AREAS Y CAPACIDADES DEL CANAL PRINCIPAL.

Con los datos de áreas determinados, se procede a llevar la tabla denominada de áreas y capacidades que puede ser como la que se muestra a continuación:

DATOS PARA LA GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES.											
TOMA	Km.	No. LOTES	AREAS		Coef. Unit. DE RIEGO	CAPACIDAD		DATOS CABAL.			
			BRUTAS	NETAS		MESES	ADAPT.	V	S	S.T.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

Esta tabla consta como se ve, de doce columnas, correspondiendo las primeras cuatro, a datos que es necesario vaciar, y los siguientes resultados, a partir del cálculo con otros datos.

COLUMNA 1.- Se anota la estructura de toma en el orden del desarrollo del canal.

COLUMNA 2.- Se anota la estación correspondiente a esa estructura.

" 3.- Se anota el número de lotes que sirve ésta toma o lateral.

" 4.- Se anota el área obtenida para esa toma o lateral.

" 5.- El área anotada en la columna anterior, se multiplica por un factor de reducción que tome en cuenta el área ocupada por canales, drenes, caminos, etc.

" 6.- Con los datos de las áreas netas acumuladas a partir de la última toma hacia aguas arriba se llena la columna de áreas por regar, apareciendo en el primer renglón el área total que riega el canal.

" 7.- Haciendo uso de la tabla de coeficientes unitarios de riego y con el área de la columna anterior se determina el coeficiente de riego y se anota en la columna.

" 8.- Se multiplica la columna 6 por la columna 7 y se obtiene el gasto necesario de riego.

Las columnas restantes se llevan a cabo después de que se diseñan los canales.

I.- DIBUJO DE LA GRÁFICA DE ÁREAS Y CAPACIDADES DE LOS CANALES.-

Con los datos de las columnas 2, 6 y 7 de la tabla anterior, se procede a dibujar la representación gráfica de estos conceptos.

Sobre un eje horizontal, se marcan los kilometrajes del canal a una escala conveniente; sobre un eje vertical levantando en el km. 0+000, se marca a una escala apropiada, las capacidades de canales en m³/seg. con tamaño máximo la capacidad total del canal y en el extremo final del kilometraje del canal se levanta otro eje sobre el que se marca una de áreas (planimetradas) dominadas con altura máxima del área total.

Sobre este sistema rectangular de ejes se llevan pares de valores de estación y capacidad necesarias, los cuales forman una gráfica escalonada de capacidades necesarias hasta cada estación donde se encuentra una toma de canal.

El mismo procedimiento se emplea para dibujar la curva de áreas.

Como las variaciones en la capacidad del canal pueden ser muy pequeñas de tal forma que no se ameriten cambios en las dimensiones del mismo, o a muy corta distancia una de otra que no resulte conveniente hacer todos los cambios que se presentan, se adoptan capacidades por tramos convenientes dejando en general capacidades sobradas.



J.- DISEÑO DE LOS CANALES de la ZONA de RIEGO.

Los pasos a desarrollar son los siguientes:

a).- Dibujar los perfiles del terreno de todos los canales a una escala conveniente, pudiendo ser esta 1:100 la vertical (Elevaciones) y 1:2000 la horizontal (Estaciones).

b).- Sobre el perfil de cada canal se localizan las estructuras con que cuenta cada uno, tales como TOMAS, SIFONES, ALCANTARILLAS, PUENTES, etc.

Las tomas serán los puntos de control a los que se les deberá determinar la elevación de la superficie libre del agua necesaria para que domine toda el área de riego para la cual se les proyecta. Se debe determinar primeramente la carga hidráulica en las tomas de lote y posteriormente la de los sub-ramales, ramales, sub-laterales, etc. y laterales.

c).- Determinación de la carga hidráulica mínima en las ^{TOMAS} tomas de lote.

Se deberán tomar como bases de diseño las siguientes:

extensión media del lote, una toma en el canal alimentador pro-ista

de una compuerta de servicio que se designa como "TOMA DE LOTE", y deberá tener la capacidad suficiente para servir al lote; varias tomas situadas aguas abajo y cercanas de la anterior, denominadas "TOMAS DE RIEGO" que tendrán la capacidad suficiente en función del área dominada. Los dispositivos medidores, estarán incorporados a las tomas de riego o se instalarán aguas abajo de éstas.

La carga hidráulica en la "toma de lote" que el proyectista debe asegurar, serán las que resultan de los cinco pasos indicados ~~siguientes~~ a continuación y que se muestran en el esquema adjunto.

- 1.- En cada lote, el proyectista determinará la elevación del terreno por regar en el punto o zona más crítica que por lo general son las más alejadas de las tomas; A esa elevación, se le agregan 15 cm. para obtener la carga hidráulica mínima de riego en esa zona crítica.
- 2.- Se considerará una pendiente hidráulica adecuada para la regadera en el punto más crítico y la salida de las tomas de riego. Esa, multiplicada por la longitud estimada de la regadera hasta la toma; más los 15 cm. para la distancia vertical por agregar a la elevación del terreno en la zona crítica; para obtener la elevación que debe tener el nivel del ~~límite~~ agua al pie de las tomas de Riego.
- 3.- A la elevación del agua encontrada al pie de la "toma de riego" se agrega la diferencia de nivel adecuada ($h_c + h_m$) para tomar en cuenta toda: las pérdidas de carga en la misma y del dispositivo de medición que se adopte. - Esto dará la elevación mínima del agua, aguas arriba de las tomas de riego.
- 4.- Generalmente hay una cierta distancia entre "La toma de lote" y las de riego, se determinará la carga necesario (h_f) para vencer la pérdida por fricción del agua entre ambas tomas y esta se agrega a la elevación del agua obtenida en el paso 3.
- 5.- La elevación del agua en el canal alimentador frente a la estructura de la "Toma de lote" se obtiene agregando a la elevación del agua que se hubiere determinado al finalizar el 4o. paso, la pérdida de carga para la toma del lote (h_{t_1}). - Lo anterior es correcto si la pendiente hidráulica en la regadera dentro del lote (S_H) es mayor que la del terreno; véase la fórmula (1) en el esquema anexo. En caso contrario se aplica la fórmula (2) dada en el esquema adjunto.

Seguindo este procedimiento, será posible definir las rasantes de los canales de riego, siendo conveniente efectuar anticipadamente la planeación del sistema

de regadíos que podrá ser construido posteriormente por los usuarios bajo la Dirección del Distrito de riego, con objeto de regar la superficie de cada lote en forma correcta.

Como es muy difícil determinar la elevación necesaria de la superficie libre del agua para cada rama de lote como regla general se recomienda que la superficie libre del agua se considere de 40 a 50 cms. arriba del terreno natural.

Determinada la carga hidráulica mínima sobre el terreno en las tomas de lote se procede al diseño de los canales partiendo de la última subdivisión (sub-ramas) hasta los canales laterales y determinar con esto la elevación de la superficie mínima del agua en el canal principal.

Los pasos a seguir son los siguientes:

- Sobre los perfiles de los canales se dibuja la superficie libre del agua necesaria determinada con anterioridad, en cada toma de lote.
- Si une esta superficie del agua entre tomas y se determina una pendiente hidráulica media.
- Con esta pendiente y con el gasto adoptado por tramos (ver la gráfica de áreas-capacidades), se entra a la tabla de secciones de canales y se determinan las dimensiones del mismo en cada tramo.

Determinadas las secciones del canal en sus diversos tramos, se resta el tirante del mismo a la elevación de la superficie libre del agua y se obtiene la rasante del canal.

Se debe tomar en cuenta además, las pérdidas de carga, originadas por la necesidad de construir estructuras de truce, tales como, sifones, alcantarillas, puentes, puentes canal, etc.

Siguiendo este procedimiento, se determina la elevación de la rasante y la superficie libre del agua en el inicio del canal, a esta se le suma la pérdida de carga originada en la cota de toma del canal alimentador y se determina el nivel de Operación que debe de tener la superficie libre del agua en el mismo.

Este nivel de operación debe incrementarse para tomar en cuenta las variaciones que pueda sufrir la superficie libre del agua en el canal alimentador, por lo que después de diseñado éste, debe de chequearse que el nivel de Operación se encuentre abajo del siguiente límite:

d (cm)	h (cm)
hasta 50	$(d-15)$
de 50 a 200	$de (d-15) a (d-30)$
mayor de 200	$0.25 d$

d = tirante del canal
 h = altura de la rasante del canal al nivel de Operación.

Esta condición se debe de cumplir para el diseño de las tomas de laterales, sub-laterales, ramales y sub-ramales.

Esta condición solo puede aplicarse en terrenos con pendiente transversal fuerte, ya que en terrenos ligeramente planos, esta condición obliga a localizar el canal prácticamente en terraplén lo cual es antieconómico, o a tener canales de la zona de riego en tramo muerto, lo cual no es recomendable.

En el diseño de Canales se debe de tomar en cuenta lo siguiente:

a).- La velocidad mínima para que no haya depósitos de azules en suspensión, será de 0.40 m/seg para CAUALES REVESTIDOS.

En canales sin revestir, la velocidad mínima que no permite el crecimiento de vegetación es de 0.75 m/seg.

b).- La velocidad máxima dependerá del tipo de suelo en que quede abierto el canal. - Estas velocidades máximas se indicarán cuando se estudie cada caso; se podrá admitir un incremento de la velocidad máxima de un 25 % cuando el canal trabaje a su capacidad máxima, pero en ningún caso la velocidad máxima, deberá ser mayor del 80% de la velocidad crítica.

c).- Se admitirán velocidades mayores que la crítica únicamente en las rápidas, debiéndose tener el cuidado de darle al canal una protección adecuada para evitar que se erosione.

La velocidad en las rápidas deberá ser cuando menos 1.2 veces la velocidad crítica.

$$V_{\text{rápidas}} \geq 1.2 V_c$$

d).- En los 100 metros inmediatos aguas arriba de las "represas-toma", las velocidades no deberán ser mayores de 1.50 m/seg, para garantizar una correcta operación de las tomas y lograr una medición suficientemente aproximada de los gastos proporcionados por la toma.

Debe entenderse que esta velocidad máxima de 1.5 m/seg. será únicamente en la proximidad de las tomas y no necesariamente será esta velocidad también la de conducción.

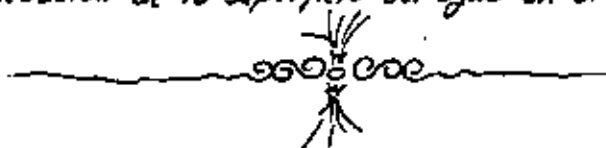
La disminución de la velocidad se puede lograr ampliando la plantilla y disminuyendo la pendiente del canal en una distancia igual a "6T" aguas arriba de la represa.

Donde "T" será la superficie libre del agua en la sección ampliada.

Cuando la pendiente longitudinal del terreno es superior a la máxima adoptada para el canal, se hace necesario proyectar rápidas y estructuras de caída para ~~absorber~~ absorber el desnivel excedente.

Adoptada la sección tipo para cada tramo de canal, se tienen sus gastos adoptados correspondientes, los cuales se anotan en la columna respectiva de la tabla de áreas y capacidades y en las gráficas correspondientes.

Se siguen estos pasos en todos los canales subsecuentes hasta llegar a determinar la elevación de la superficie del agua en el canal principal.



R.-DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL.-

Determinado el punto anterior, se tienen los niveles de Operación de la superficie libre del agua necesarias para alimentar a cada lateral, se siguen los mismos pasos para el diseño de los canales de la zona de Riego.

Deberá procurarse ante todo la seguridad del canal, para lo cual, todo el tirante del agua deberá ir enterrado en terreno firme, debiéndose dejar una banqueta de anchura mínima de 3.0 mts. del lado de abajo de la ladera.

Esta banqueta deberá quedar alojada en material firme que no haya sido aflojado por los explosivos y deberá estar a una elevación de 1.00 mts. como mínimo arriba de la superficie del agua para tirante normal. *

Cuando se tengan cortes mayores de 8.00 mts. hasta unos 12 o 15 mts. deberá de construirse una banqueta a cada 6.00 mts. de altura con un ancho mínimo de 4.00 mts.

Cuando el canal se localiza en laderas muy empinadas que excedan de 45° de inclinación o que haya cortes de más de 15.00 mts. de altura, deberá hacerse un estudio cuidadoso acerca de las posibilidades de cambiar el trazo de cielo abierto, por túnel.

En el estudio que se haga, deberá tenerse en cuenta además de la economía que puede obtenerse por menor volumen de excavación, la circunstancia de que al quedar localizado el canal en túnel, hay la posibilidad de disminuir la longitud del conducto al suprimir las curvas y la posibilidad también de evitar estructuras importantes, como sifones, puentes, pasas superiores, entrada de agua, etc.

Para gastos pequeños, el diámetro de la sección queda limitado por el equipo y método de construcción en términos generales puede llegar a 2.40 mts. para excavaciones hechas con equipo mecánico y a 1.80 mts. para las hechas a mano.

El techo necesario para cambiar la sección de cielo abierto a túnel, varía de 10.0 mts. a 20.0m. y es función de las dimensiones de la sección y tipo de terreno.

* Deberá dejarse una banqueta de 3mts como mínimo del lado en que sube la ladera.

1.- ESTRUCTURAS DEL CANAL PRINCIPAL Y RED DE DISTRIBUCION.-

22

Las estructuras que se construyen en los canales se pueden agrupar de la siguiente manera:

- 1.- Estructuras de Operación y distribución.
- 2.- Estructuras de cruce.
- 3.- Estructuras de protección.

1.- ESTRUCTURAS DE OPERACIONES Y DISTRIBUCION.- Se utilizan para manejar, controlar y distribuir correctamente el agua de riego y son:

- a).- Represas
- b).- Tomas para canales
- c).- Tomas Granja (tomas de lote)

a).- Represas.- Son estructuras que sirven para elevar el nivel del agua en los canales (cuando en éstos escurre un gasto menor que el de diseño) de manera que se pueda proporcionar la carga necesaria para que funcionen las tomas a su capacidad máxima.

Estas también nos sirven para aislar tramos de canal para efectuar reparaciones.

METODOLOGIA PARA DETERMINAR LA LOCALIZACION DE LAS REPRESAS EN EL CANAL PRINCIPAL.-

La localización correcta de las represas y por lo tanto la distancia que debe mediar entre ellas, dependen de diversos factores, debiéndose en todos los casos satisfacer las condiciones básicas siguientes:

- 1.- Cualquiera que sea el gasto del canal principal en un momento dado, con la represa parcial, o totalmente cerrada, el nivel del agua deberá ser tal, que se puedan abastecer los gastos máximos de las tomas de Laterales que queden aguas arriba, sin invadir el bordo libre del propio canal alimentador.
- 2.- El espaciamiento de las represas debe ser tal, que cada una de ellas, dé el servicio requerido al mayor número de tomas.
- 3.- (NOTA PENDIENTE.)
(Al elegir el sitio donde deben construirse las represas, se procura asociarlas con alguna otra estructura ya establecido, tales como caídas, rápidas, sifones, desagües totales o parciales, etc.)

1a.- El desnivel entre la elevación libre del agua en el canal principal estando la represa cerrada y la elevación libre del agua en el canal alimentado debe ser como mínimo igual a la cuarta parte del tirante del canal lateral más las pérdidas de carga en la toma más alta. (ver plano TC-C-248)

El objeto de dejar el desnivel que se ha indicado es para que haya posibilidad de abastecer a los canales a toda su capacidad, teniendo en el canal principal, Tirantes inferiores al normal, lo que hace más flexible la operación del mismo.

2a.- El desnivel entre la elevación de la plantilla del canal principal y la elevación de la plantilla de la toma lateral debe ser como máximo $\frac{4}{10}$ del tirante del canal principal y como mínimo, igual a 50 cm.

Esta regla tiene por objeto, evitar que las plantillas de las tomas de los canales laterales, queden muy altas, sobre la plantilla del canal principal, porque en ese caso no podría ser abastecido el canal, cuando en el principal se tengan tirantes inferiores al normal. - Se fija como mínimo, el desnivel de 50 cm. entre la plantilla del canal principal y la plantilla de la toma del canal lateral, para prevenir la posibilidad de que se depositen azoles.

A continuación se indica el PROCEDIMIENTO QUE DEBE SEGUIRSE PARA ELEGIR LOS SITIOS EN QUE DEBEN CONSTRUIRSE REPRESAS EN EL CANAL ALIMENTADOR.

Una vez dibujado el perfil correspondiente al Canal Principal, se escoge un punto en el extremo más alejado del tramo del canal, en donde sea necesario construir una estructura que puede ser un puente, un sifón o un desagüe, y se marca ahí una represa con una línea vertical; Sobre esta línea se marca un punto a la elevación del tirante normal del agua (ver plano TC-C-249).

Abajo de este punto, se marca otro a una distancia igual a $\frac{4}{10}$ del tirante, más las pérdidas de carga en la toma ($0.25d + \text{pérdidas}$) y sobre este último punto así marcado se lleva hacia aguas arriba una línea horizontal que nos fijará el nivel del agua en los canales alimentados. -

En la misma línea vertical que representa la represa, se marcará un punto a 50 cm. arriba del fondo del canal, y otro a $(0.4d)$ También arriba del fondo del canal, y por estos dos puntos, se llevarán líneas paralelas a la rasante del canal. - Las plantillas de las tomas que se proyectan, deberán estar comprendidas entre estas dos líneas paralelas,

es decir, que deberán estar como mínimo a 50 cm. arriba del fondo del canal y como máximo a $(0.4d)$ arriba del fondo del mismo y deberán ser abastecidos los gastos máximos de las tomas con el agua, a una elevación marcada por la línea horizontal que se ha marcado anteriormente.

El espaciamiento máximo y mínimo entre represas en lo que respecta a operación, vienen dados por las fórmulas siguientes:

$$\left. \begin{aligned} L_{\max} &= \frac{d - (0.25d + h) - 0.50}{S} \\ L_{\min} &= \frac{d - (0.25d + h) - 0.4d}{S} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{CANAL PRINCIPAL} \\ \text{(TIERRA Y CONCRETO)} \end{array}$$

$$L = \frac{d}{3S}$$

En lo que respecta a la localización de las represas en los canales de la red de distribución, se sigue la misma (secuela) secuencia, modificándose únicamente el desnivel entre la plantilla del canal alimentador y la plantilla de la obra de toma a 20 cm. quedando por lo tanto las fórmulas de la manera siguiente:

$$\left. \begin{aligned} L_{\max} &= \frac{d - (0.15d + h) - 0.20}{S} \\ L_{\min} &= \frac{d - (0.15d + h) - 0.4d}{S} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{CANALES DE LA RED DE} \\ \text{DISTRIBUCIÓN.} \\ \text{(LATERALES; SUB LATERALES; RAMALES etc.)} \end{array}$$

En canales revestidos de Concreto, debe de tomarse en cuenta además de la operación de las tomas, la función que desempeñan las represas en el vaciado del canal, y se proyectarán las necesarias para que permitan bajar gradualmente los niveles del agua a lo largo de su desarrollo, reduciendo así las sub-presiones que no son absorbidas por el drenaje del mismo.

El tirante mínimo que se debe de tener en los canales para tomar en cuenta este efecto de sub-presión, debe ser cuantía menos $\frac{2}{3}$ del tirante normal $= (\frac{2}{3}d)$.

Por lo tanto la separación máxima entre represas para tomar en cuenta el efecto de sub-presión será:

$$L_{\max} = \frac{d}{3S} \quad \left(\begin{array}{l} \text{para canales revestidos} \\ \text{(concreto, fierro, etc.)} \\ \text{con inclinación al pie, etc.} \end{array} \right)$$

Los métodos anteriormente expresados, deberán usarse con algunas limitaciones ya que se observa que las fórmulas no involucran la topografía, tanto para el espaciamiento máximo, como para el mínimo.

Aquí, si por condición de la planeación, se debe considerar un canal lateral, para satisfacer la demanda, se coloca una represa en el lugar requerido. - Si por la fórmula la separación entre represas resulta de 5 km. y por las condiciones de planeación ya expuestas, la separación es de 3 km., se deberá colocar la represa a esta distancia.

Por lo tanto, los puntos obligados donde se deben de construir represas son en las tomas de laterales, sub-laterales, Ramales y sub-ramales.

En cuanto al diseño hidráulico de las represas, se considera que su área hidráulica debe de oscilar entre el 90 % y 110 % del área hidráulica del canal, con el fin de conservar la velocidad en el mismo.

Para proteger el canal y las estructuras durante la entrada de volúmenes extraordinarios en que el caudal aumenta rápidamente, en el diseño de las represas se debe prever y proveer derramaderos, que se colocan a la elevación del tirante normal y que puedan actuar como vertederos de cresta libre, para que en caso de que la represa se encuentre cerrada, el agua en el tramo de canal hacia aguas arriba, no derrame sobre los bordos del mismo, o exceda la altura de los revestimientos.

Las Represas se clasifican en:

- a).- Represas de agujas de madera.
- b).- Represas con compuertas deslizantes.
- c).- Represas con compuertas radiales.

a).- REPRESAS CON AGUJAS DE MADERA.-

Estas se utilizan cuando se tienen gastos hasta de 0.300 m³/seg y tirantes hasta de 60 cm.

b).- Cuando se tienen gastos hasta de 20 m³/seg y tirantes de 2.00 m. o menores, ~~se~~ se utilizan represas con compuertas deslizantes.

c).- RADIALES.- Cuando se tienen gastos y tirantes mayores que los anteriormente citados, se utilizan estas compuertas.

El número mínimo que se deben colocar en las represas, será de 2 piezas.

TOMAS PARA CANALES.-

Exceptuando la estructura que sirve para suministrar el canal principal, todas las otras estructuras que tienen por función abastecer del canal principal a los laterales, de estos a los sub-laterales, de estos a los ramales y en ocasiones de estos a los sub-ramales, quedarán dentro de la designación de "TOMAS PARA CANAL" para distinguirlos de las otras estructuras también de toma que sirven para entregar el agua en cada una de los lotes de la zona de riego y que se llaman "TOMAS GRANJA"

- TOMAS GRANJA -

26

Aunque generalmente las "Tomas Granja" son estructuras que se construyen en los canales de la "Red de distribución", hay ocasiones que es necesario construirlas en el canal principal para proporcionar riego directamente a algunos lotes.

La S.R.H. tiene el propósito de modificar el sistema de cobro del servicio de riego que se da a los usuarios, ya que el antiguo sistema de cobro por hectárea regada, da motivo a que los agricultores, desperdicien gran parte del volumen de agua que se les proporciona a nivel parcelario a pesar del asesoramiento técnico del Departamento de Ingeniería de Riego y Drenaje.

La modificación que se ha propuesto al sistema administrativo de los servicios de riego, consiste en realizar el cobro al usuario de acuerdo al volumen que utiliza para regar.

Esta modificación trae consigo la tarea de construir un gran número de estructuras aforadoras a nivel de usuario en cada distrito de riego, así como también la construcción de estructuras de aforo en los canales para la mejor operación de los mismos.

La idea principal de la secretaría está orientada a diseñar y adaptar una estructura aforadora que instalada en la gran variedad de canales existentes en los Distritos de Riego, funcione con un buen grado de exactitud en la medición del gasto. Además diseñar un dispositivo que funcionando como módulo, observe las variaciones de los niveles de la superficie libre del agua en los canales, descargando un gasto más o menos constante dentro de los límites aceptados por la administración de los Distritos de Riego.

De acuerdo a su funcionamiento, las estructuras aforadoras pueden dividirse en cuatro grupos:

- 1.- Estructuras que funcionan a Régimen Crítico.
- 2.- " " " " por medio de un Resatto.
- 3.- " " " " como Orificio
- 4.- " " " " combinando dos o tres de las funciones anteriores.

1.- ESTRUCTURAS QUE FUNCIONAN A REGIMEN CRÍTICO.- (aforadoras)

Dentro de este tipo de estructuras, se pueden mencionar toda la gama de vertedores, tanto de cresta ancha, como de cresta delgada. Consisten en una escotadura a través de la cual se hace circular el agua.

Se describen a continuación las estructuras principales, pertenecientes a este grupo:

a).- ESTRUCTURA AFARADORA TIPO GUAMUCHIL.

Consiste en un vertedor de cresta delgada, construido en la sección transversal a la corriente y a través del cual se hace circular el agua para su aforo. - El gasto que pasa, está en función de la longitud de cresta del vertedero y la carga "H" sobre la cresta, medida en una escala colocada a una distancia tal, que el abatimiento del nivel del agua no influye en la lectura.

El uso de este aforador permite medir gastos de 0" a 500 l/seg y las fórmulas utilizadas son las siguientes:

$$Q = 1.84 (L - 0.2H) H^{3/2} \quad (\text{cuando existen contracciones})$$

$$Q = 1.84 LH^{3/2} \quad (\text{cuando no hay contracciones})$$

Donde:

Q = Gasto en litros/seg.

L = Longitud de la cresta en cms.

H = Carga sobre el vertedor en cms.

Para el correcto funcionamiento del medidor deben cumplirse los siguientes requisitos:

1.- La carga sobre la cresta del vertedor debe ser suficiente para el gasto requerido.

2.- Debe procurarse que la velocidad de llegada del agua, sea poco considerable y que no se formen demasiadas turbulencias. - Esto se resuelve colocando a cierta distancia del vertedor una ~~plancha~~ pantalla.

3.- Debe de haber un nivel mínimo o mejor dicho un desnivel de 5cm. entre la cresta del vertedor y la superficie libre del agua en la regadera con el fin de evitar que el chorro se ahogue.

4.- El chorro debe de tener suficiente ventilación.

Como ventajas de este tipo de estructuras se tienen:

Su fácil exhibición y operación. - La desventaja que presenta, estriba en el hecho de que se azolan fácilmente y después de azolada, da mediciones inexactas.

b).- ESTRUCTURA AFORADORA DE AGUAS.-

La estructura aforadora de agujas y tablonces, comúnmente construidas de madera, se utilizan generalmente

Es usado como estructura auxiliar para el mantenimiento de otras estructuras. Debido a que es una estructura muy rudimentaria, la medición del agua es muy inexacta lo que ocasiona que esté cayendo en desuso como aforadora y solamente se utiliza como estructura auxiliar.

c).- ESTRUCTURA AFORADORA TIPO CELAYA.-

La aforadora tipo Celaya es un vertedor de cresta ancha, el cual requiere para su correcto funcionamiento, que el canal de conducción lleve el gasto normal o sea que esté siempre lleno. Este tipo de estructura puede considerarse dentro del grupo de los aforadores combinados, ya que puede trabajar a cresta libre como vertedor, o bien como orificio mediante la colocación de una compuerta deslizante sobre el vertedero.

Los gastos aforados pueden ser hasta de 300 lts/seg. teniendo poco rango de variabilidad en la medición y su uso, se recomienda en aquellos casos, en que el hecho de tener lleno el canal no constituya un serio inconveniente.

A fin de que no se produzcan ahogamientos en el vertedero, la regadera aguas abajo debe de tener el diseño adecuado.

Este tipo de estructuras requiere menos carga que la aforadora tipo Suamichil.

II.- ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN POR MEDIO DE UN RESALTO.

Se forma por medio de una reducción de la sección transversal de la corriente, aumentando la velocidad de la misma y presentándose el régimen crítico; al salir el agua de la sección reducida, la velocidad disminuye, produciéndose un resalto hidráulico.

Se describen dos tipos de aforadoras pertenecientes a este grupo:

a).- ESTRUCTURA AFORADORA TIPO VENTURI:

Esta estructura consiste en un estrechamiento practicado en la sección transversal de la corriente capaz de provocar la formación de liante crítico en la misma. - El estrechamiento es de sección rectangular, formado por dos paredes

laterales de longitud igual a 3 veces el ancho del estrechamiento. - Su parte inicial se forma con un segmento de círculo y las paredes terminan con un ensanchamiento brusco para empotrarse en los taludes de la regadera o canal.

Dependiendo de sus dimensiones, la estructura afora gastos desde 5 (5) hasta 200 lbs.

En los ensayos realizados con este tipo de estructuras, se observó que permite grandes variaciones en el nivel del agua, después del estrechamiento, sin que se altere la descarga ni la elevación del agua en el canal de aguas arriba.

El límite del funcionamiento de la estructura, hasta donde la descarga puede considerarse libre para diferentes gastos, es la relación $d/H = 0.7$

El hecho de que este aforador permita un ahogamiento tan grande sin alterar el valor del gasto, es de gran utilidad, principalmente en los distritos de Riego muy planos, donde los canales tienen pendientes muy bajas y no admiten instalaciones de estructuras que provoquen fuertes pérdidas de carga.

Para canales o regaderas con pendientes muy pequeñas, es probable que el porcentaje de ahogamiento sea mayor que 0.7, en cuyo caso la curva de gastos calculada, se alterará.

Para reducir el valor de d/H por debajo de 0.70, debe construirse el aforador, sobre un escalón colocado en la plantilla con una longitud igual a la del aforador y cuya altura (e), sea igual a la diferencia $(d - 0.7H)$

La estructura puede hacerse trabajar como REGULADOR DE GASTO CONSTANTE, sin importar las variaciones de nivel del agua en el canal aguas arriba, mediante la colocación de una pantalla móvil al final del estrechamiento. - Por medio de esta pantalla, se logra que el escurrimiento o superficie libre, cambie a escurrimiento a través de un orificio en cuanto la superficie libre del agua, toque el labio inferior de la pantalla. Se tiene entonces una ventaja adicional, ya que, por ser móvil la pantalla, puede utilizarse como compuerta y obstruir completamente el paso del agua. - La mejor posición de la pantalla, se fijó a 0.56 (plantilla de la estructura aforadora) del extremo de aguas abajo del estrechamiento.

ESTA ESTRUCTURA, PRESENTA LAS SIGUIENTES VENTAJAS. -

- 1- Se dispone de un aforador de gran exactitud, cuando funciona a superficie libre.
- 2- Se tiene un módulo de gasto constante, cuando trabaja como orificio.
- 3- Se calcula y construye fácilmente.
- 4- Soporta grandes ahogamientos que no alteran sus curvas de gastos. - (El ahogamiento máximo como aforador es de $0.7H$, y como orificio de $0.5H$).

- 5.- No influye el ancho del canal en que está colocada, siempre y cuando, éste sea mayor de 3 veces el estrechamiento del medidor.
 6.- La rugosidad de las paredes de la estructura, no afecta la descarga, dentro del rango probado.

$$0.0001 \text{ m.} < E < 0.002 \text{ m.}$$

COMO DESVENTAJAS, SE TIENEN:

- 1.- El rango de gastos es muy reducido.
- 2.- Si se reprisa el agua en la regadera, se ahoga con facilidad.

b) - MEDIDOR PARSHALL.

El problema de contar con un dispositivo de aforo, cuya precisión fuese tan buena como la de un vertedor; pero en donde no se tuviera problemas de azolves era la finalidad. El Ing. RALPH L. PARSHALL, en E.U.A. fue quien resolvió dicho problema ideando algunas modificaciones para el medidor de Venturi, mejorándolo y dando lugar a la estructura que lleva su nombre.

El medidor consta de 3 partes fundamentales que son:

LA ENTRADA.- formada por dos paredes verticales simétricas y convergentes, y de una plantilla horizontal; LA GARGANTA.- formada por dos paredes verticales y paralelas, y la plantilla ligeramente inclinada hacia aguas abajo; por último, LA SALIDA.- que está formada por dos paredes también verticales pero divergentes y la plantilla ligeramente inclinada hacia arriba.- La Arista formada por la unión de las plantillas de la entrada y de la garganta se llama "CRESTA DEL MEDIDOR" y a su longitud, o sea la distancia entre las paredes de la garganta, se le llama: "TAMAÑO DEL MEDIDOR" (W).

La estructura tiene 12 pozos amortiguadores para medir las cargas H_1 y H_2 antes y después de la cresta, colocados a un lado de la estructura y comunicados a ella por tuberías que se conectan a puntos bien definidos de la entrada y de la garganta.- Si el medidor trabaja con sumersión, es necesario medir las dos cargas, Si trabaja a descarga libre, basta medir la carga H_1 , para calcular el gasto.

A la relación H_2/H_1 , se le llama "Grado De Sumersión" - y es la que determina si un determinado medidor trabaja con descarga libre, o Sumersión. Es de recomendarse que un medidor trabaje con descarga libre, porque entonces para calcular el gasto, será suficiente conocer solamente el valor de H_1 y sustituirlo en la expresión general:

$$Q = m H_1^n$$

En donde m y n varían con el tamaño del medidor.

Para un medidor con tamaño W, entre 0.30 m. y 2.50 m., se produce la descarga libre si $H_0/H_2 < 0.70$

Para un medidor con tamaño W, entre 2.50 y 15.00 mts., se produce la descarga libre si $H_0/H_2 < 0.80$

Los gastos aforados alcanzan valores hasta de 85 m³/seg.

VENTAJAS EN EL USO DEL MEDIDOR PARSHALL:

- 1.- El diseño es simple y su construcción es relativamente barata, sobre todo si se construye en combinación con caídas.
- 2.- La estructura trabaja bien, aun teniendo variación de gastos, y el error en la medición no pasa de 5% cuando el medidor trabaja ahogado y de 3% si trabaja a descarga libre.
- 3.- La velocidad de llegada no influye prácticamente, en la determinación del gasto.
- 4.- Se tienen pocas pérdidas en comparación con las que se originan en otras estructuras de aforo.
- 5.- No se tienen problemas de azolve ya que el aumento de la velocidad, mantiene a la estructura, libre de Obstrucciones.

III. ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN COMO ORIFICIO.-

En este tipo de estructuras, el agua fluye a través de una sección de control operada por medio de una compuerta que permita regular la carga "H" con que trabaja el orificio.

a).- ESTRUCTURA AFORADORA "TIPO MAYO"

Consiste en una sección de control construida en la sección transversal de la regadera donde se instala una compuerta deslizante para provocar que trabaje como orificio ahogado, determinando el gasto que pase de acuerdo con la carga existente, la cual se mide como se indica en el diagrama anexo y de la abertura de la compuerta.-

La velocidad de llegada en la estructura, debe de ser despreciable, a fin de cuantificar correctamente los gastos. La presión en el aforo depende de la correcta determinación de las cargas, y solamente se logra lo anterior, contando con una persona con suficiente experiencia como aforador.- Otro inconveniente que presenta este tipo de estructura, es que el usuario puede abrirla o cerrarla a su arbitrio, excepto cuando se le coloca un candado.

En caso de trabajar como vertedor, requiere de una carga que

muchas veces no se puede proporcionar; el ahogamiento debe evitarse, y la ventilación del chorro debe de ser buena para que la medición sea correcta.

b). ESTRUCTURA AFORADORA "DE CARGA" TIPO "CONSTANTE"

Consiste en una caja construida a la entrada de la toma en la cual se colocan dos compuertas: una controla el paso del agua del canal a la llamada "Compuerta Posterior" controla el paso del agua de la caja a la tubería o conducto que la lleva al canal o a la regadera.

Este tipo de estructuras permite medir gastos hasta de 2000 lts/s.

Con objeto de medir los niveles del agua, dentro y fuera de la caja se colocan dos escalas; una aguas arriba de la compuerta anterior y la otra aguas abajo de la misma, dentro de la caja.

La operación de la estructura consiste en lo siguiente:

Estando ambas compuertas cerradas, se abre la compuerta anterior una abertura tal, que pueda proporcionar el gasto necesario de acuerdo con las tablas que se indican en cada plano; teniendo la compuerta anterior la abertura adecuada, se abre la compuerta posterior hasta que la diferencia de lecturas en las escalas sea igual a la pérdida de carga necesaria "Ah" para proporcionar el gasto necesario. - Esta pérdida de carga debe mantenerse durante la operación de la estructura, y es de 6 cm. para gastos hasta de 500 l/seg. y de 10 cm. para gastos mayores.

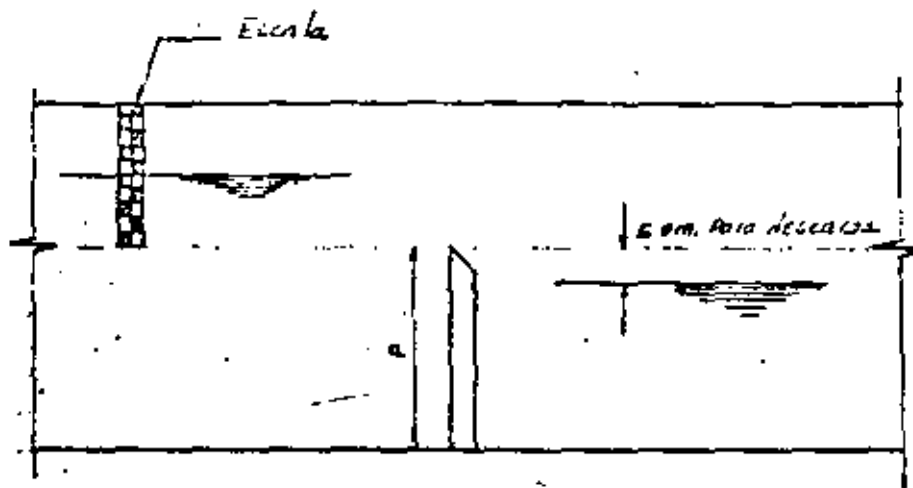
Para el correcto funcionamiento de la estructura es necesario respetar las dimensiones indicados en los proyectos Tipo así como los tirantes mínimos establecidos en el canal de derivación:

"Las VENTAJAS que presenta la estructura aforadora de CARGA CONSTANTE" son las siguientes:

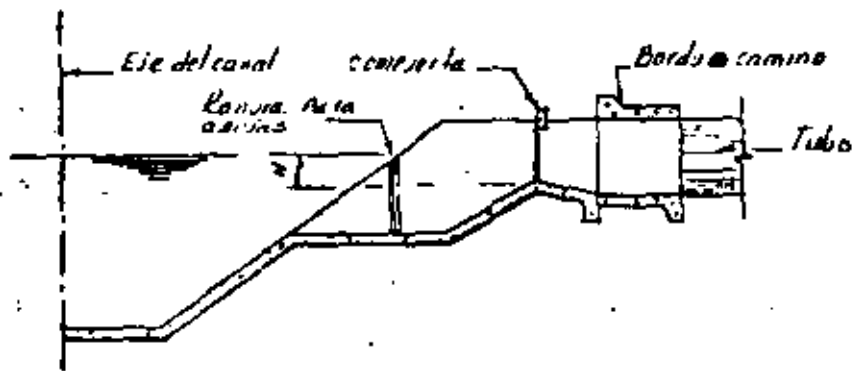
- 1.- Se requiere poca carga para su operación
- 2.- Tiene poco rango de variabilidad de gastos.
- 3.- Las pérdidas de carga en la estructura son bajas.

Como DESVENTAJAS se pueden mencionar las siguientes:

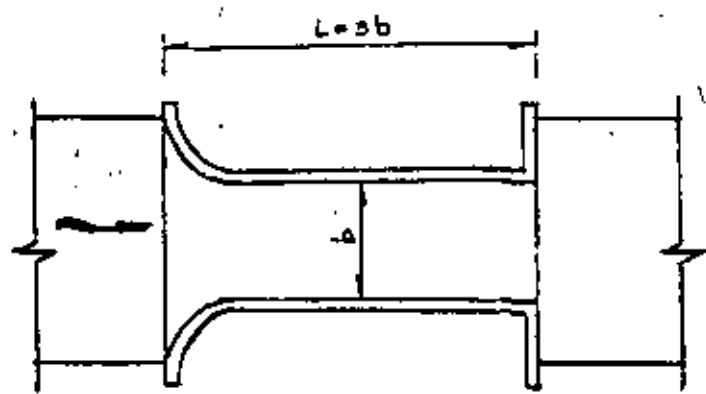
- 1.- La afectan las condiciones de (carga) entrada y salida así como las propias dimensiones de la caja.
- 2.- La compuerta anterior debe tener un 80% de ahogamiento.
- 3.- El régimen en el canal se debe mantener sin muchas fluctuaciones.



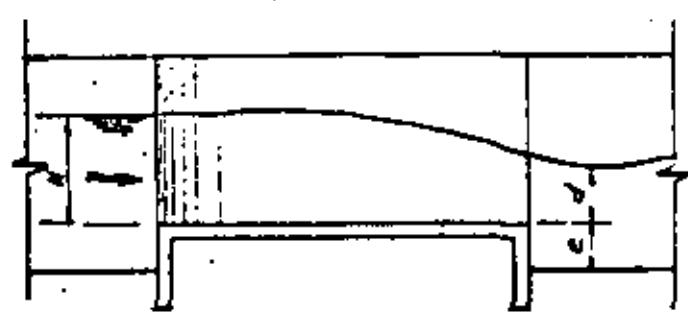
ESTRUCTURA AFORADORA TIPO GUANAJUATO



ESTRUCTURA AFORADORA TIPO CELAYA

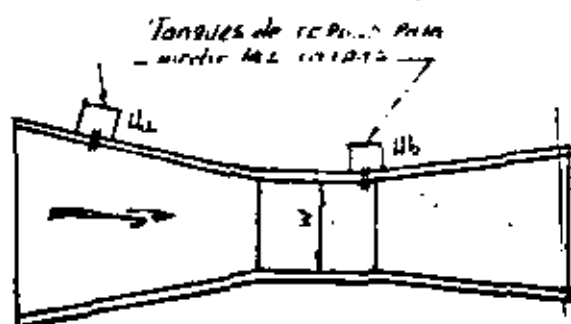


PLANTA

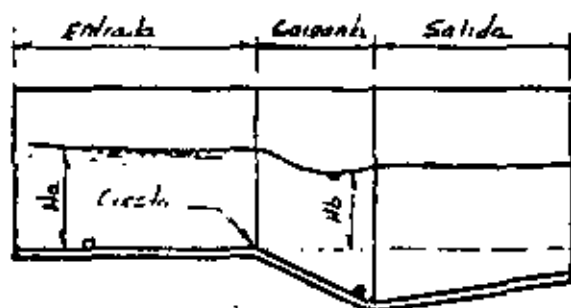


ELEVACION

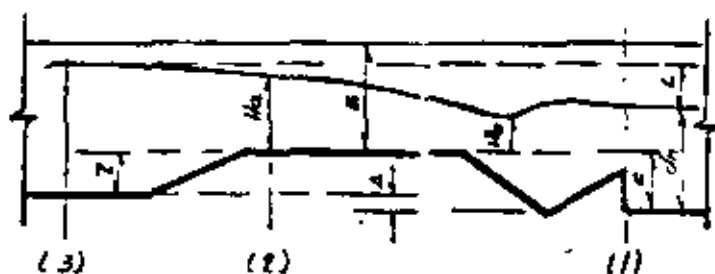
ESTRUCTURA AFORNADORA TIPO VENTURI



PLANTA

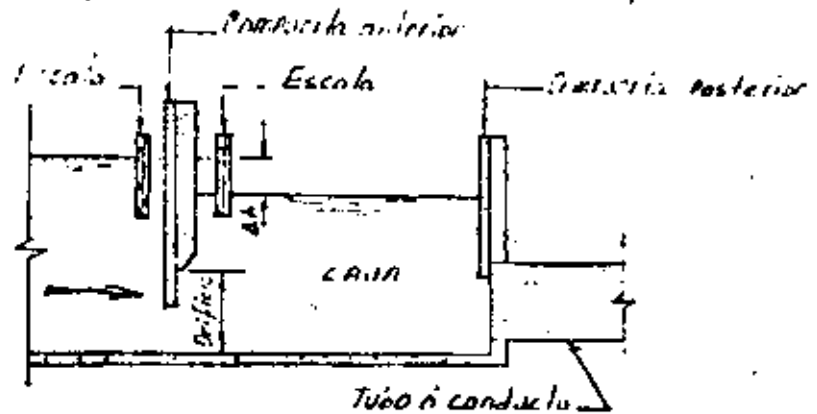


ELEVACION



SECCION DEL MEDIDOR PARSHALL

MEDIDOR PARSHALL



ESTRUCTURA AFORADORA DE CARGA CONSTANTE

3.- El Régimen en el canal se debe mantener sin muchas fluctuaciones.

IV.- ESTRUCTURAS QUE FUNCIONAN EN FORMA COMBINADA.-

Dentro de este grupo podemos incluir algunas de las aforadoras antes mencionadas, tales como las aforadoras TIPO CELAYA, VENTOR, MAYO.-

ESTRUCTURAS DE CRUCE.-

Es común que durante la construcción de un canal, sea necesario salvar obstáculos que se presentan a su paso, tales como ríos, arroyos, barrancas, drenes, caminos, vías de ferrocarril o en general alguna depresión natural o artificial del terreno.

Así pues para vencer los obstáculos antes citados, se hace necesario construir lo que generalmente se llama o se designa como "ESTRUCTURAS DE CRUCE."

La elección de estas estructuras dependerá necesariamente de las condiciones topográficas, hidráulicas y económicas y pueden ser de los siguientes tipos:

- a).- Alcantarillas
- b).- Puentes
- c).- Sifones
- d).- Puentes Canal
- e).- Diques.

ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA.-

Al proyectar un cruce, debemos tomar en cuenta los siguientes factores, para escoger la mejor y más conveniente estructura:

1.- Cuando el nivel de la superficie libre del agua, es menor que la nasante del obstáculo, se puede utilizar como estructura de cruce una alcantarilla o bien un puente.

En el caso que se puedan utilizar las dos estructuras como solución de cruce, se deben hacer anteproyectos y escoger la estructura más funcional y económica.

Si se proyecta una alcantarilla para cruzar un canal o un dren a través de un camino o ferrocarril, deben de tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

1.- Si se proyecta la alcantarilla para cruzar un canal, la estructura podrá trabajar a presión, pero hay que tener cuidado que el tirante a la salida del conducto sea por lo menos un 10% mayor que la altura (H) del conducto.

2.- Si la alcantarilla es para cruzar un dren, la estructura debe trabajar como canal teniéndose dentro de la misma un bordo libre de cuando menos igual al del dren.

Si se proyecta un puente como estructura de cruce, se deberá dejar el espacio libre suficiente del nivel de la superficie libre del agua, a la parte más baja de la superestructura del puente.

- a).- Si el puente se construye sobre un canal, el espacio libre vertical mínimo será por lo menos el bordo libre del canal.
 b).- Si es sobre un dren, el espacio libre vertical mínimo será de 1.00 mts. del nivel del agua máximas calculado a la parte más baja de la superestructura del puente.

B.- Cuando el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del cruzamiento, se puede utilizar como estructura de cruce un puente canal o un Sifón.

- a).- El puente canal se utilizará cuando la diferencia de niveles entre la rasante del canal y la rasante del cruzamiento permita un espacio libre suficiente para lograr el paso de vehículos en el caso de caminos o ferrocarriles o el paso del agua en el caso de canales, drenes, arroyos o ríos.
 b).- El sifón se utilizará si el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del cruzamiento y no se tiene el espacio libre suficiente para lograr el paso de vehículos o del agua.

Para un mismo cruce se pueden utilizar los dos tipos de estructuras, por lo que es conveniente se hagan anteproyectos y se escoja la estructura más funcional y económica.

D I G U E S . - Generalidades.-

El uso de los diques en los canales principales garantiza un mejor aprovechamiento del agua, ya que con ellos se logra la triple función de **CONDUCCIÓN, ALMACENAMIENTO Y REGULACIÓN.**

Cuando el canal principal se localiza en ladera y se encuentra con un obstáculo tal como un bajo, una cañada o una corriente natural, se puede cruzar de la siguiente manera:

- 1.- Mediante la construcción de un Sifón largo.
- 2.- Desarrollando el canal y construyendo un sifón corto.
- 3.- Desarrollando el canal y construyendo una entrada de agua.
- 4.- Construyendo un dique.

En la hoja siguiente (pág 31), se presenta un cuadro con los aspectos que se deben de considerar en cada una de las alternativas propuestas; en donde se consideran que puedan intervenir y obtener para cada alternativa una Relación beneficio-Costo.

La mejor alternativa será la de mayor Relación.



Considerando que se ha adoptado la cuarta alternativa, trataremos únicamente sobre ella.

Al presentarse el problema de cruzar una depresión o arroyo con el canal, deberá en primer lugar determinarse la factibilidad de construcción del dique.

a).- Por razones topográficas, puede producirse la imposibilidad, tal es el caso, cuando el cauce del arroyo es demasiado cerrado y la capacidad del vaso por formarse resulta muy reducido. - En este caso el dique es incosteable, dado que, no se contaría con capacidad de regularización y la obra de excedencias, resultaría, desproporcionadamente costosa. - Entonces el escurrimiento así tratado, adquiriría características de entrada de agua al canal. Por lo tanto deberá estudiarse, la capacidad y la regularización que se tendrá con el vaso para lo cual se determinará la curva de áreas capacidades.

b).- Otro caso de solución no factible, es cuando el suelo en que debe alojarse el vaso del dique es demasiado permeable, resultando en consecuencia, que se tendrían pérdidas de agua por filtración.

c).- Por último, no deberá construirse dique, en el caso de que el subsuelo en que se alojara la cimentación, presente gran permeabilidad o inestabilidad de los materiales que la integran y económicamente no sea conveniente ni posible el tratamiento o sustitución de los materiales en que se desplantará la estructura.

BENEFICIOS DERIVADOS POR LA CONSTRUCCIÓN DE DIQUES.-

A.- Beneficios de funcionamiento. - los diques presentan la gran ventaja de regularizar en el canal las extracciones de las presas, o las derivaciones directas de los ríos no controlados, pudiéndose efectuar, "entregas de régimen constantes" aunque las derivaciones no lo sean, es decir, se hace funcionar el canal como si fuera una presa. -

b).- **Beneficios Económicos.** - Las aportaciones de las aguas que escurren en las orillas de los arroyos interceptados en los diques, vienen a formar una capacidad adicional de almacenamiento que será aprovechada para incrementar las superficies de cultivo.

En caso de canales alimentados por derivación directa de ríos cuyas aguas, no están controladas, se tendrá como consecuencia del poder regularizador de los diques, un ajuste entre las aportaciones de aguas torrenciales recibidas y las entregas reguladas que se dan para cubrir las demandas de los tierras por beneficiarse, aprovechándose en mejor forma los esurrimientos que de otra manera, se desperdiciarían ya que irían al mar.

Hay de tomarse en cuenta como beneficio económico, es la reducción de la longitud de los canales que resulta cuando se sigue el criterio de construir diques, ya que además de lograrse un mejor aspecto, debido a que se propicia en los canales un trazo rectilíneo con abundancia de grandes tangentes, se obtiene posteriormente, un menor costo de conservación, ya que, ésta se aplicará en una mejor condición por la menor longitud del canal.

Es también, económicamente importante, el desarrollo de la ganadería que es propiciada por la formación de vasos de los diques, ya que además serán un sitio ideal para el abrevadero del ganado, pudiéndose, incluso, fomentar la explotación del ganado caprino.

Otra fuente de riqueza que se puede crear en los diques, es la explotación piscícola, lo que viene a favorecer el mejoramiento de la dieta de la población rural. Actualmente, la Secretaría de Recursos Hidráulicos, por medio de su departamento Piscícola, dependiente de la Dirección de Distritos de Riego ha venido sembrando peces en los vasos de los diques existentes.

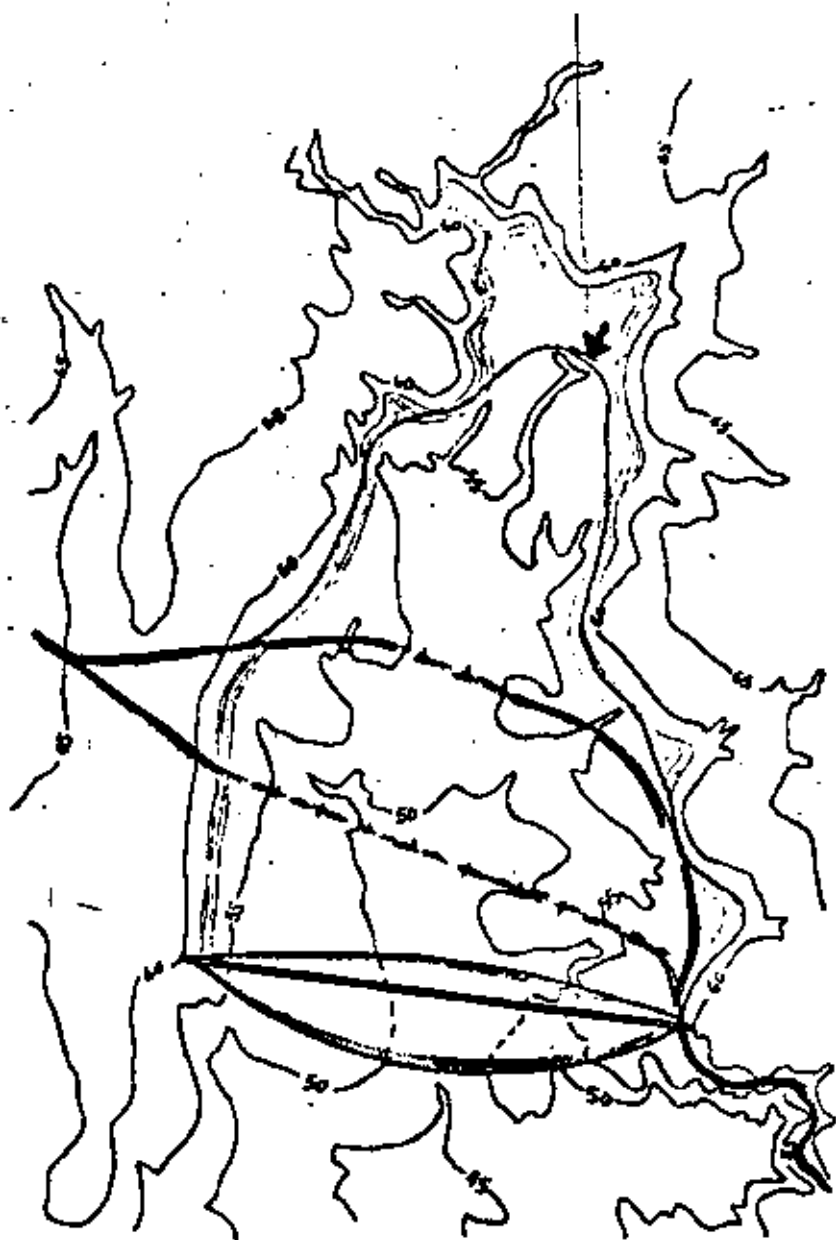
Como beneficio Social y también económico, pueden citarse: la recreación y turismo que son propiciados en los lagos artificiales o vasos de los diques pueden desarrollarse atractivos, tales como, la pesca deportiva, el esquí acuático y navegación deportiva.

Pensando en estos beneficios, se estima conveniente, desmontar durante la construcción del dique, las áreas que ocupará el embalse del vaso.

PARTES QUE INTEGRAN UN DIQUE:

En general las partes que integran un dique, son las mismas de una presa de almacenamiento, siguiéndose los mismos criterios para su diseño.

ASPECTOS A CONSIDERAR	A L T E R N A T I V A			
	Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4
PERDIDAS HIDRAULICAS	Las pérdidas son directamente proporcionales a la longitud del sifón.	Pérdidas en el sifón y en el canal por fricción y pendiente.	Pérdidas por fricción y pendiente en el canal.	No existen pérdidas por ningún concepto.
AFECCION DE LA TIERRA (CONTRACCION SEGUN EL CASO)	No afecta la tenencia de la tierra.	Afecta en lo que el canal aumenta su desarrollo.	La afectación aumenta con el desarrollo del canal.	Afecta el giro que incluye el caso.
SEGURIDAD Y SEGURIDAD DE SUELOS	Que la parte de terreno no esté tan profunda que requiera grandes excavaciones o muros. Que las excavaciones profundas no dependan al 100% de la tenencia de la tierra.	Material que se extrae de la excavación para el desarrollo del canal y del material desahogado del sifón. Que las excavaciones no dependan de la tenencia de la tierra.	Material de muelles que evita obstaculizar el canal que la entrada de agua no ponga en peligro las bordas del canal. No la salida del material por el canal para el desarrollo del canal.	Irregularidad de la zona del canal. Que exista una parte apropiada para seguridad y una porción que no sea adecuada.
NECESIDADES DE CONSTRUCCION	Existencia de canales (obra auxiliar) para la construcción.			Material con el que se construya el canal y su calidad durante la construcción.
CONSECUENCIAS AGRICOLAS	Las pérdidas de agua afectan la superficie disponible de riego.	Reducción en la superficie de riego y aumento en el consumo de fertilizantes.	Reducción en la superficie de riego y mayor movimiento de fertilizantes.	Permite tener una gran superficie de riego, en la zona de riego y en el canal.
IMPACTO DEL MEDIO AMBIENTE	No existen pérdidas de agua, pero también hay que considerar el costo adicional.	No existen pérdidas de agua, pero también hay que considerar el costo adicional.	Es posible proporcionar un mejor control del agua y la salida de agua a la salida de agua.	Cualquier del agua que se extrae del canal se utiliza para el canal y el agua que se extrae del canal se utiliza para el canal y el agua que se extrae del canal se utiliza para el canal.
ECONOMIA	Costo adicional de construcción y mantenimiento.	Costo adicional de construcción y mantenimiento.	Costo adicional de construcción y mantenimiento.	Costo adicional de construcción y mantenimiento.



LIMITE DEL VASO



DIQUE



SIFON



ENTRADA DE AGUA



CANAL

Las partes que integran un dique son:

a).- CORTINA :

Los diques son sinónimos de presas, pero de dimensiones menores, por lo tanto pueden ser de tipos variados como las presas.-

Los diques más comunes (más comunmente usados) son los de tierra y los de materiales graduados.

Cuando el canal principal intercepta en su desarrollo pequeñas depresiones naturales, es conveniente que esas depresiones sean salvadas construyéndose únicamente el terraplén o postizo correspondiente al lado de aguas abajo de la ladera, la cual da por resultado, pequeños diques de tierra que vienen a ser una continuidad del bordo del canal, (se los puede llamar SEMIDIQUES).

Esta solución es muy favorable ya que se ahorra el costo de la construcción de un bordo así como la estructura para la entrada de agua que se requeriría.- Este tipo de dique se utiliza cuando la altura máxima del terraplén sea del orden de los 8 mts.

Para alturas mayores se utilizan los diques de materiales graduados.

b).- VERTEDOR :

Los vertedores más comunmente recomendados, son los de cresta libre, por no necesitar de Operación para su funcionamiento, siendo los más usados, el vertedor de cimacio y el de Sifón.

La dimensión y tipo de vertedor dependerá del estudio del tránsito de los gastos de entrada al vaso.

c).- VASO.-

d).- CANAL ALIMENTADOR.-

e).- OBRA DE TOMA.-



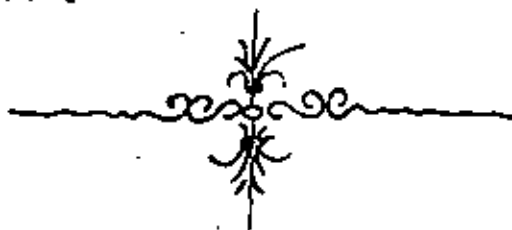
EMPLEOS DE LOS DIQUES.-

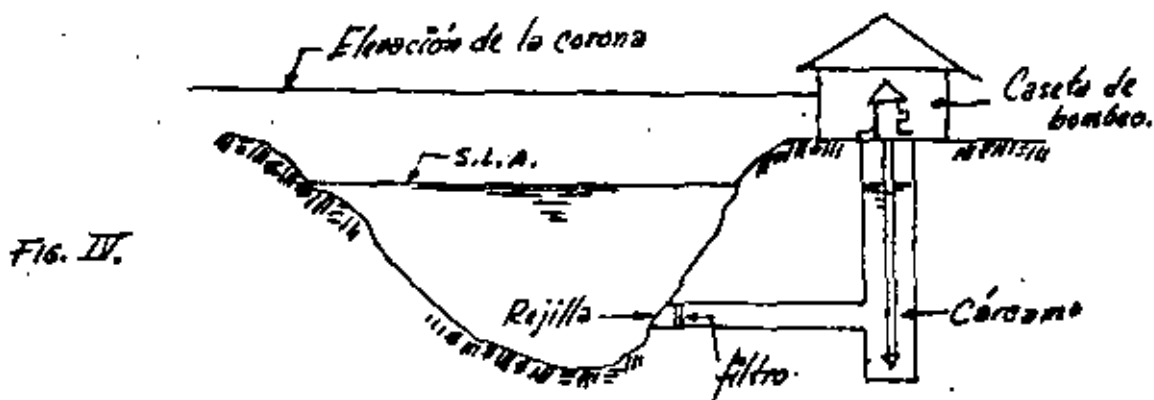
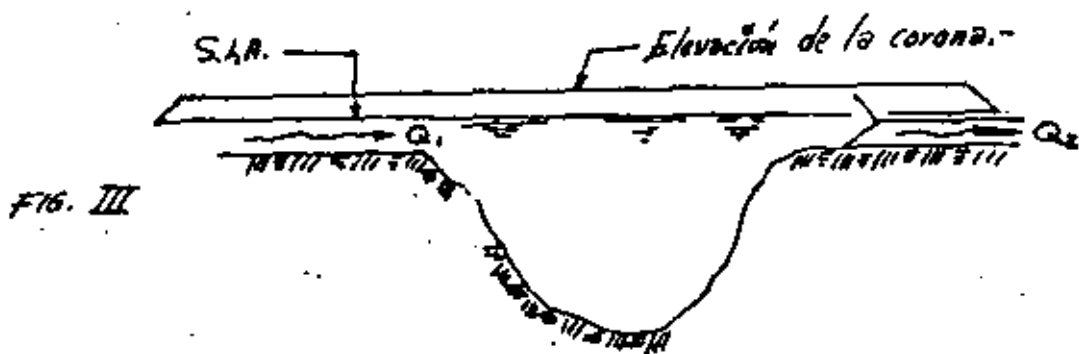
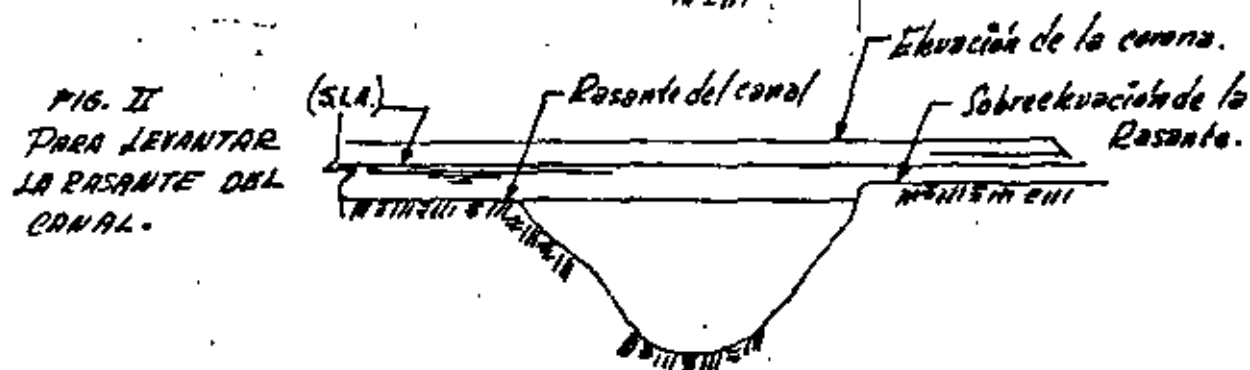
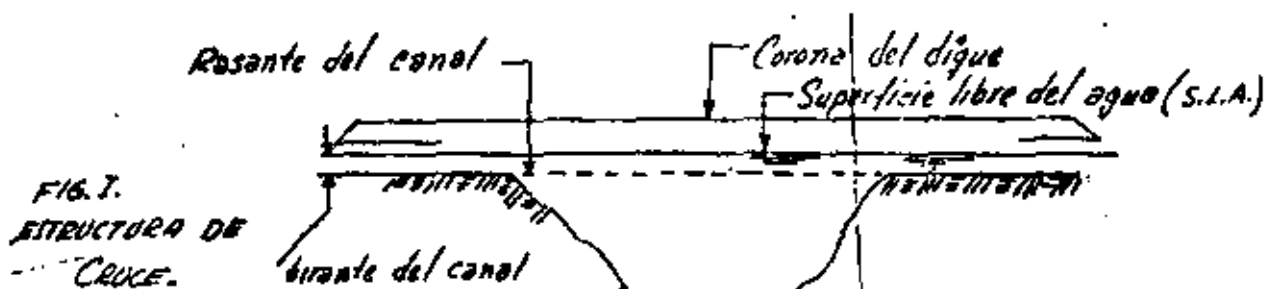
Un dique se puede emplear en los siguientes casos:

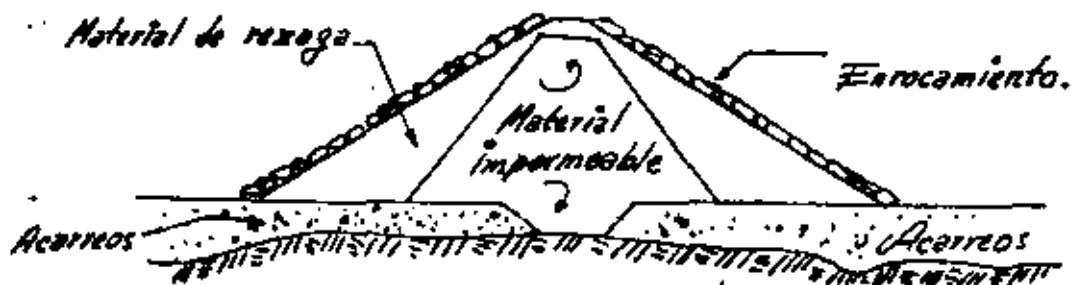
- 1.- Como estructura de cruce (fig. A).- Cuando un canal que va en ladera se encuentra con un obstáculo cuya rasante es inferior a la superficie libre del agua, se construye un dique de tal forma que el agua que se retenga en el vaso formado, alcance la altura del tirante en el canal.

- II.- Para levantar la rasante del canal (fig. B) cuando por condiciones topográficas, la rasante del canal se ha bajado hasta una determinada elevación y es necesario levantarla hasta otra elevación mayor establecido, para darle agua a la franja comprendida entre las dos cotas.- Esto es posible hacerlo, elevando la corona del dique hasta una cota superior a la cual se quiere desplantar el canal.
- III.- Como Regulador de los gastos en el canal (fig. C).- Cuando el gasto requerido aguas abajo del dique es menor que el que conduce el canal aguas arriba; la diferencia se puede almacenar poniendo una compuerta, en el canal, de tal forma que controle el gasto que pasa por ella.- De igual manera cuando el gasto requerido aguas abajo es mayor que el que conduce el canal; la diferencia puede ser tomada del vaso, si el almacenamiento existente, lo permite.
- IV.- Captación para abastecimiento de agua potable (fig. D).- En regiones donde el agua es escasa, es posible obtenerla del vaso, mediante la construcción de un cárcamo para abastecimiento de agua potable a poblaciones cercanas, dándole a la misma un tratamiento adecuado.
- V.- Como Centro deportivo y de recreo.
- VI.- Para Control de avenidas.- Cuando las avenidas de una corriente causan perjuicios, el dique puede controlarlas y reducir la magnitud de los daños.

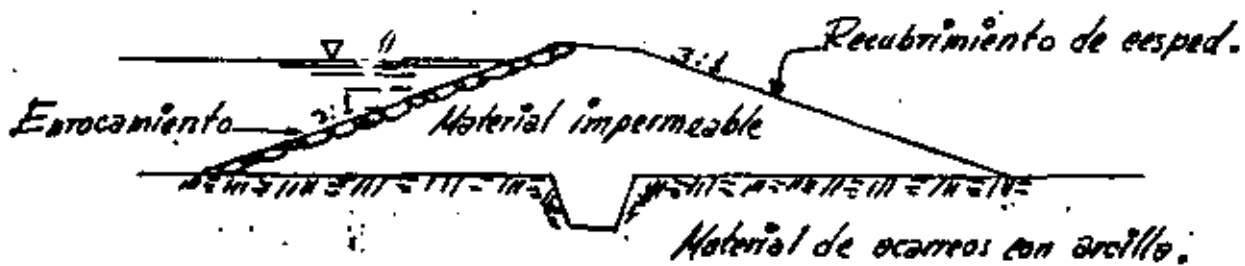
Un dique puede ser construido para uno o varios de los objetos mencionados anteriormente.



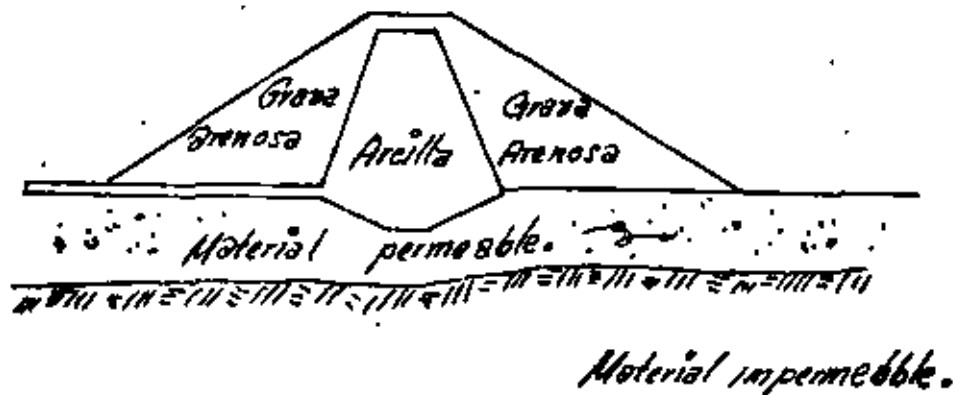




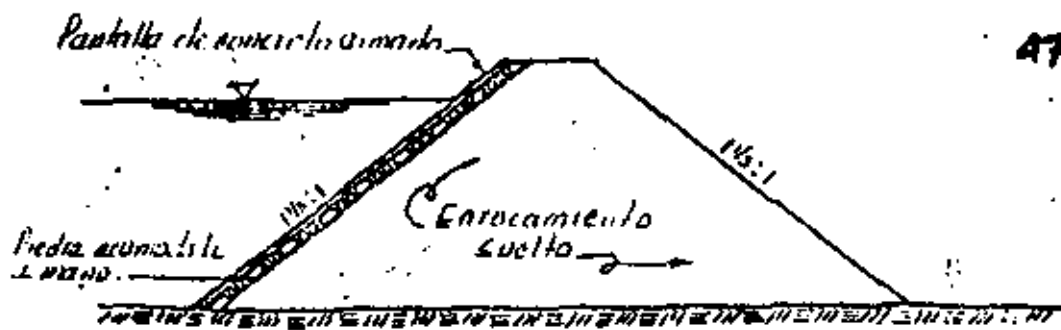
- SECCION DE MATERIALES GRADUADOS. -



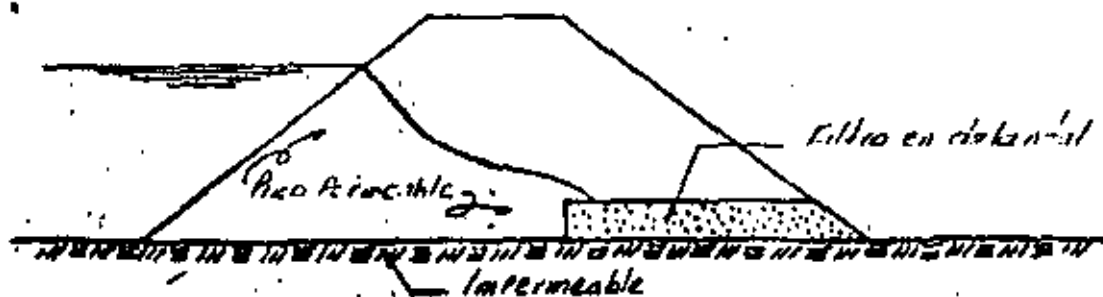
- SECCION Homogenea. -



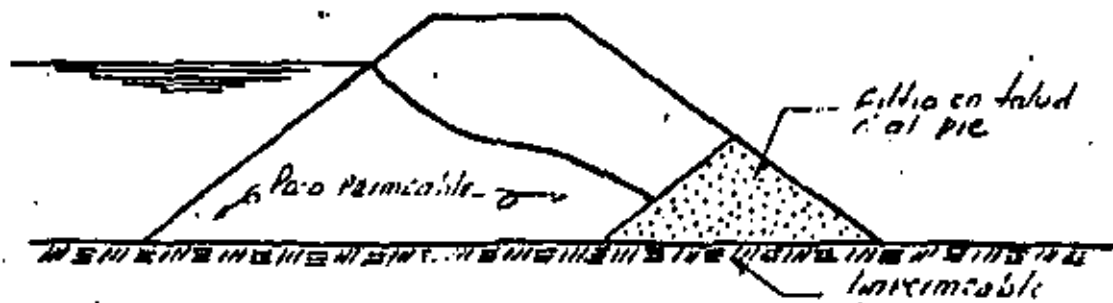
- SECCION DE MATERIALES GRADUADOS. -



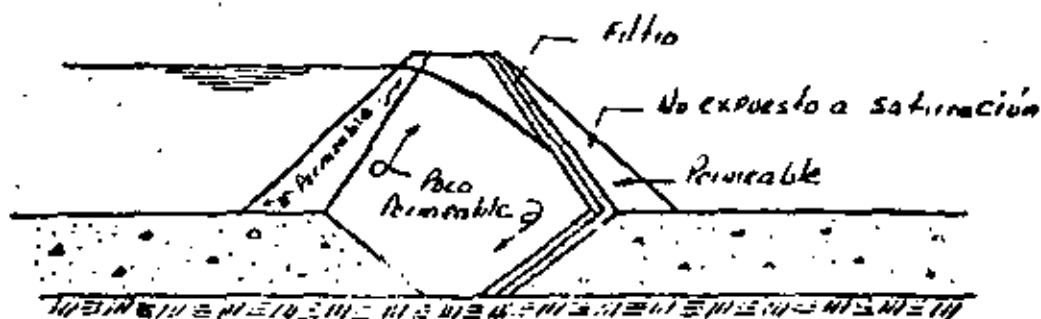
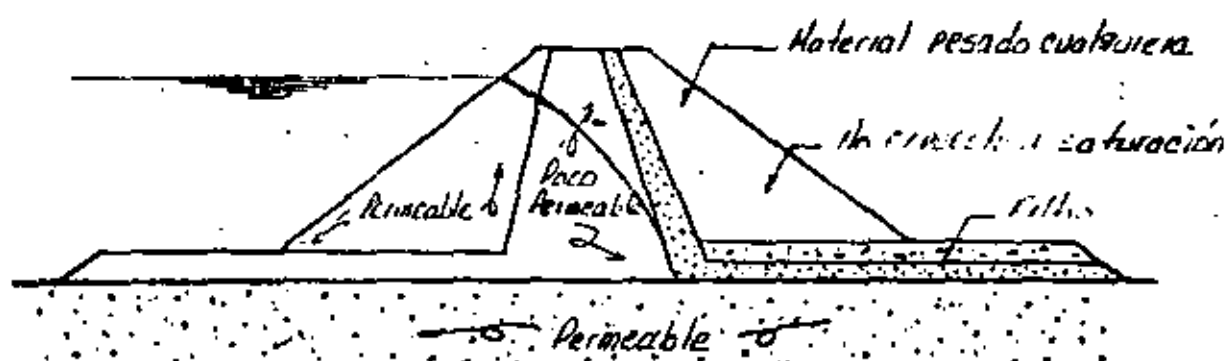
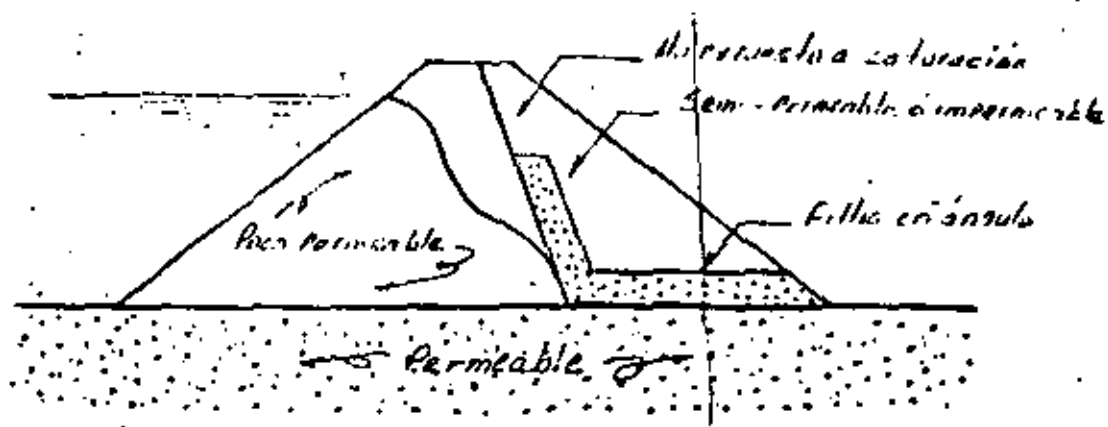
SECCION DIBUJO DE ENROCAMIENTO.



SECCION HOMOGENEA SOBRE CIMENTACION IMPERMEABLE



CIMENTACION PERMEABLE



SECCIONES MIXTAS CON TRINCHERAS IMPERMEABLES

3.- Estructuras de protección.-

Son estructuras que se construyen para darle mayor seguridad a los canales, entre las que se pueden contar las siguientes;

- a).- Rápidas y Caídas
- b).- Desagües parciales, totales o finales.
- c).- Entradas de agua, pasos superiores y pasos inferiores
- d).- Casetas y contraeunetas.

a).- RÁPIDAS Y CAIDAS.-

Son estructuras que se utilizan para unir dos tramos de canal, situados a diferente nivel.- Generalmente las ^{caídas} ~~caídas~~ son estructuras verticales utilizadas para unir pequeños desniveles y las rápidas son estructuras inclinadas usadas para desniveles mayores.-

Las rápidas, se utilizan para absorber pendientes excesivas en el canal, cuando la inclinación del terreno sea mayor que la de la rasante del canal colocando al final de esta una caída y un tanque amortiguador con el fin de disipar el exceso de energía cinética del agua y proteger así el canal.

La decisión de proyectar una rápida y una caída en lugar de una serie de caídas, se debe basar en un estudio hidráulico y económico de ambas alternativas.

Desde el punto de vista hidráulico, las caídas no deben estar muy cerca unas de otras en forma muy general, la distancia mínima entre caídas será de 60.00 mts.

El costo de mantenimiento de una serie de caídas, es usualmente mayor que el de una rápida y una caída y que desempeñan la misma función, por lo que a veces se puede justificar económicamente un costo inicial hasta de un 50% mayor en esta alternativa (rápida y caída), que la construcción de una serie de caídas.

1.- RÁPIDAS.-

Cuando se proyecta un canal en rápida, se debe de proteger con algún revestimiento, con el fin de proteger el terreno contra las velocidades erosivas del agua.

Este revestimiento puede ser de concreto o mampostería; La elección de uno de estos, dependerá de un estudio económico y de los materiales que se dispongan en el lugar.-

En el cálculo de Rápidas revestidas de concreto, es usual escoger un valor de $n = 0.014$ a 0.015 en la fórmula de Manning para gastos hasta de 3.00 m³/seg; para gastos mayores y altas velocidades, puede ser deseable estudiar la rápida, con un valor de "n" algo mayor ($n = 0.018$ a 0.020) debido a la incorporación del aire. En canales revestidos de mampostería, se utilizan valores de $n = 0.020$ a 0.022 para el mismo límite y $n = 0.025$ para gastos mayores.

El bordo libre en rápidas, se puede proporcionar utilizando la siguiente fórmula:

$$b.L. = 0.61 + 0.0371 v \sqrt{d}$$

b.L. = bordo libre.

v = velocidad en la rápida

d = tirante normal en la rápida.

Algunas veces es necesario trazar los canales en rápida en curvas horizontales, en este caso es necesario proporcionar un bordo libre adicional, debido a la sobre-elevación de la superficie libre del agua en el lado exterior de la curva.

Este bordo libre se puede determinar, utilizando la gráfica que se anexa. La velocidad mínima en rápidas será igual a 1.2 veces la velocidad crítica ($v_{mín} = 1.2 v_{crítica}$).

La velocidad máxima dependerá del tipo de revestimiento utilizado, así para revestimientos de concreto, la velocidad máxima será de 10 m/seg., para mampostería $v_{máx} = 4$ m/seg.

2.- CAIDA. —

Para fijar la posición de una caída y la altura de la misma, debe tomarse en cuenta lo siguiente:

a).- La altura se elige a $1.00, 1.50, 2.00$ metros máximo, salvo casos especiales, lo que tiene por objeto principal, construir estructuras tipo.

b).- La localización se hace tratando de reducir las excavaciones, pero dándole seguridad a la estructura.

c).- Se procura ligarla a alguna otra estructura tal, como terna, represa, puente, etc....

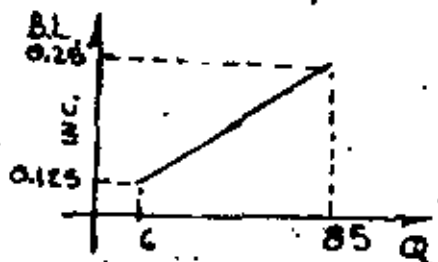
3.- TANQUE AMORTIGUADOR.-

Esta estructura, se construye al final de las rápidas o caídas, con el fin de disipar al máximo, el exceso de energía al pasar de un régimen rápido a un régimen tranquilo, con el fin de uniformizar el régimen y poder alimentar en una forma eficiente las tomas ubicadas aguas abajo de la estructura.

Con el fin de absorber los oleajes que se forman en el tanque amortiguador por efectos del cambio de régimen, el bordo libre en esta estructura, se debe incrementar.

En general el bordo libre del canal, se debe incrementar en función lineal de los siguientes valores:

GASTO m ³ /seg.	Incremento del bordo libre
0 - 6	0.125 bl
6 - 85	0.25 l.l.



DESAGÜES PARCIALES, TOTALES y FINALES.-

En todo canal, es necesario construir tres tipos de desagües:

- 1.- Parciales o de excedencias.-
- 2.- Totales.-
- 3.- Finales.-

1.- PARCIALES O DE EXCEDENCIAS.-

Se hace indispensable la colocación de desagües de excedencias en un canal de conducción, con el fin de dar salida a las aguas sobrantes que puedan presentarse por las siguientes razones:

- a).- Por un mal funcionamiento en las compuertas de la Obra de toma, que pueden dejar pasar un gasto mayor que el de diseño.-
- b).- Por el cierre de alguna o algunas compuertas de tomas laterales, que harían que continuara el mismo gasto, aguas abajo de estas, en que el canal está diseñado para una menor capacidad y por estar lejos la toma de control de entradas al canal, no se podría regularizar pronto el gasto en este.
- c).- Por el agua de lluvia proveniente de algunos arroyos que, por ser pequeña su aportación, no amerita la construcción de una estructura de cruce, y se permita su entrada al canal.

d).- Por obstrucciones en el canal ocasionados por derrumbes o materiales que en él caigan, que Obligarán a que se sobre elevará el tirante.

Es por demás decir que de no colocarse estructuras de excedencias en un canal, al presentarse un incremento en el gasto del mismo por algunas de las razones antes mencionadas, se produciría una sobre elevación en el tirante en el tirante que podría sobrepasar el bordo libre del canal y por consiguiente causar su destrucción.

La localización de los desagües de excedencias, se deduce fácilmente, según la necesidad que vayan a satisfacer, así por ejemplo, en los casos "a" y "b" se ve la necesidad de que el desagüe se coloque a una corta distancia aguas abajo de las compuertas de la Obra de toma. Para el caso "c" ~~se debe colocar~~ ... A lo largo del canal; en el caso "d" se colocarán aguas arriba de los lugares en que se toma, puedan ocurrir las Obstrucciones.

Las descargas de los desagües de excedencias, se deberán hacer a los cauces naturales o drenaje del sistema de riego.

Los tipos de estructuras más comúnmente usadas para desagües de excedencias son: Vertedores de cresta libre y controlada y Vertedores de Sifón.

3.- DESAGÜES TOTALES.-

El desagüe total tiene por Objeto poder descargar en un momento dado un tramo de canal o su totalidad, tirando toda el agua a un dren o a un cauce natural.

Esta necesidad puede ser Obligada por alguna de las razones siguientes:

a).- Por algún desperfecto en alguna de las estructuras del canal que deba ser reparada teniendo en seco al canal en la parte averiada, por consiguiente el desagüe debe de estar localizado aguas arriba de dichas estructuras, que pueden ser Sifones, puentes canal, alcantarillas, etc.

b).- También deberían colocarse desagües totales aguas arriba de los lugares en que se toma pueda haber diques que Obstruyan por completo al canal o en los que se toma la destrucción de los bordos.

c).- También deberían colocarse donde haya un cambio sensible en la capacidad del canal.

3.- DESAGÜES FINALES.-

Estos se construyen en el remate de los canales con el fin de desahogar

de una manera automática descargando a un dren o a un cauce natural, los excedentes de agua que no vayan a ser utilizados para riego.

Esta descarga puede ser mediante un vertedor de orosta libre o bien, una represa.

c.- ENTRADAS DE AGUA Y PASOS SUPERIORES E INFERIORES.-

Las Entradas de agua son estructuras que se utilizan cuando se permite que el agua proveniente de arroyos que cruzan un canal, entren a él.

Para gastos máximos en los arroyos que se cruzan inferiores a la décima parte del gasto normal del canal, se proyectan entradas de agua al mismo siempre que se prevea un desahúe inmediato.

Si estos gastos no se quieren meter al canal, se puede efectuar su cruce mediante un paso superior o inferior, dependiendo esto de la topografía en el sitio.

d.- CUNETAS Y CONTRACUNETAS.-

Generalmente es necesario interceptar por medio de contracunetas o cunetas los escurrimientos de los arroyos o de los laderas que cruzan un canal que de otra manera descargarían libremente al mismo.

Estas tienen como fin encauzarlos a algún accidente topográfico que facilite la construcción de un sifón o de un puente canal para dar paso a las aguas brancas.

VIII REVESTIMIENTO DE CANALES.-

I. INTRODUCCION.-

Generalmente se estima que, una cuarta parte de toda el agua derivada para fines de riego, se pierde en la conducción; y la mayor parte de esta pérdida se atribuye a la infiltración. La forma esencial para impedir la infiltración es revestiendo el canal de riego. Podemos enunciar también las pérdidas por evaporación.

PERDIDAS	I. Infiltración	1.- Impregnación
		2.- Filtración
	II. Evaporación	

Las pérdidas por impregnación se deben a la capilaridad del suelo y la filtración es consecuencia de la gravedad.

Debe notarse que cuando un canal funciona por primera vez, las pérdidas por impregnación alcanzan su valor máximo y a medida que pasa el tiempo, van disminuyendo a tal grado de elevarse un valor normal; pero en cambio las pérdidas por filtración, son continuas.

Los factores que afectan a la filtración son:

- 1.- Permeabilidad ^{del material} en que está excavado el canal y de los bordos.
- 2.- Posición del nivel de aguas freáticas con respecto a la sección del canal.
- 3.- Condiciones de drenaje del subsuelo.
- 4.- Temperatura del agua y del suelo.
- 5.- Profundidad del canal.
- 6.- Velocidad del agua.
- 7.- Edad del canal.

PÉRDIDAS POR EVAPORACIÓN. -

Haciendo una comparación con las pérdidas por infiltración, las pérdidas por evaporación, son relativamente pequeñas; siendo del 1% al 2% de las pérdidas totales en la conducción.

PROCEDIMIENTOS PARA REDUCIR LAS PÉRDIDAS. -

La máxima reducción de pérdidas en un canal se obtiene al construir una pantalla que impida el paso del agua por el suelo; a esta pantalla se le llama generalmente "revestimiento impermeable".

El objeto principal del revestimiento en los canales, es para reducir las pérdidas por filtración; algunas veces se requiere además evitar la erosión, dar seguridad y resistencia al canal y disminuir el costo de mantenimiento.

REQUISITOS QUE DEBE LLAMAR UN BUENO REVESTIMIENTO. -

- 1.- Debe ser impermeable para anular o disminuir al máximo la filtración.
- 2.- El costo, no debe ser alto, (incluyendo construcción y mantenimiento).
- 3.- No debe permitir el crecimiento de yerbas y no debe ser afectado por el paso del ganado.
- 4.- Debe ser adaptable para construir secciones lisas que aumenten la capacidad de conducción del canal, al permitir velocidades mayores.

FACTORES PARA SELECCIONAR EL TIPO DE REVESTIMIENTO.-

Se han enumerado los requisitos necesarios de un buen revestimiento, pero hasta la fecha ninguno de los ya existentes puede usarse en todos los casos; debido a esto, debemos tomar en cuenta los siguientes factores para seleccionar el tipo de revestimiento requerido.

- 1.- Cimentación
- 2.- Material disponible
- 3.- Clima
- 4.- Duración
- 5.- Costo.

- 1.- En cimentación podemos considerar, el material que va a recibir el revestimiento, tales como roca, tierra en buenas condiciones de estabilidad, etc. Dependiendo de esto, los revestimientos pueden ser de tipo rígido o flexible.
- 2.- Otro factor de gran importancia para seleccionar el tipo de revestimiento, es el clima del lugar, que debe considerarse en todos los casos para prevenir los daños que pueda ocasionar en el revestimiento ya instalado.

Los materiales empleados, la proporción con que se fabriquer y la cantidad en que se usen, determinan la duración probable de los revestimientos.

El factor determinante para la selección adecuada de un revestimiento es, el costo de éste, que debe incluir además el mantenimiento y operación.

De acuerdo con lo anterior, podemos hacer un resumen para la selección del revestimiento adecuado:

- 1.- Hacer un estudio general del tipo de material por donde pasará el canal.
- 2.- La facilidad de conseguir el material requerido para hacer el revestimiento.
- 3.- Estudiar las condiciones de trabajo probables bajo las cuales ha de trabajar el canal, considerando los factores que afecten su vida útil.
- 4.- Ventajas y desventajas entre los tipos de revestimiento.
- 5.- Después de descartar los más inadecuados para la solución al problema, se puede hacer un estudio económico de los probables a esa.
- 6.- Se seleccionará el más económico, entendiéndose por económico, el balance entre el costo de edificación, el tiempo de duración, el gasto por mantenimiento y sus ventajas hidráulicas.

El revestir un canal con cualquier tipo de material, siempre necesita justificación económica.

Las conceptos más importantes que en lo general intervienen en los estudios económicos son:

- a).- Permeabilidad de los suelos.
- b).- Permeabilidad del material considerado para revestimiento.
- c).- El efecto económico que representa el incremento en superficie regada, por el mayor volumen de agua disponible, debido al ahorro del agua infiltrada.
- d).- La necesidad de reducir la infiltración del agua con el fin de evitar la elevación del nivel freático.
- e).- Aumentar la velocidad media en el canal por razones de Orden económico.
- f).- El ahorro en la construcción de los canales al disminuir sus excavaciones.
- g).- Los ahorros en derecho de vía que se obtienen al reducir la dimensión de los canales, aumentando con esto también, el área regable.
- h).- El costo de los revestimientos.
- i).- Mayor seguridad de los bordos contra los vórtices.
- j).- La reducción de los cargos anuales de Operación y conservación.
- k).- Reducción en el sistema de drenaje, al disminuir la infiltración.

Por lo antes expuesto, obsérvese que el factor filtración de los suelos, es uno de tantos que intervienen en el problema y por lo tanto, la decisión de revestir o no un tramo de canal dado, no puede basarse exclusivamente en el grado de permeabilidad del suelo.

TIPOS DE REVESTIMIENTOS.-

Las clases de revestimientos que pueden utilizarse, según sean los factores considerados que intervienen en su selección pueden ser de dos tipos:

1.- Revestimientos RIGIDOS.-

2.- " FLEXIBLES.-

1.- REVESTIMIENTOS RIGIDOS.-

- a).- Mampostería.
- b).- Concreto
- c).- Losas prefabricadas de concreto.
- d).- Suelo-cemento.

2.- REVESTIMIENTOS FLEXIBLES.-

- a).- De tierra sin compactar
- b).- " " compactada
- c).- Concreto asfáltico
- d).- Membranas asfálticas.
- e).- Guita
- f).- Membrana sintética
- g).- Bentonita.

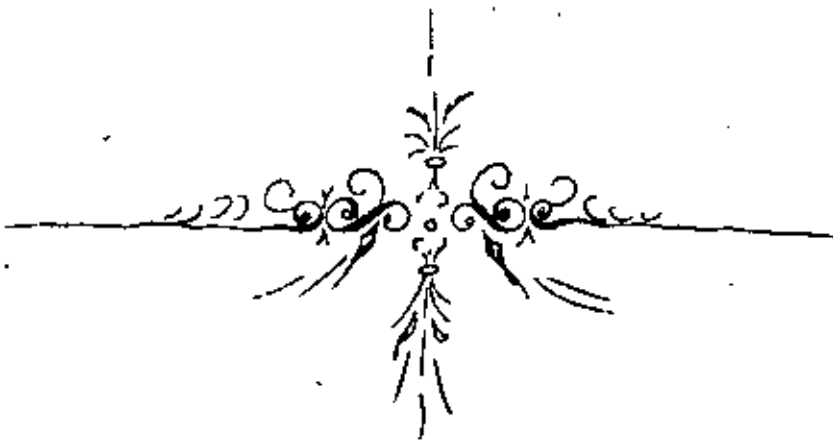
REVESTIMIENTOS FLEXIBLES.-

a).- *Revestimiento de tierra sin compactar.* - Son del tipo flexible y son los revestimientos más naturales ya que fabricarlos sólo implica el recurrir al material producto de la excavación misma o de algún banco de préstamo cercano. Cuando esto es posible, el tipo resulta bastante económico. Si además al revestimiento se hacen tratamientos baratos, para controlar la infiltración, resulta un revestimiento más funcional.

Consiste en una capa de material sin compactar, seleccionado de grano fino que se deposita en la plantilla y taludes del canal. El espesor de la capa varía entre 15 y 30 c.m., el material debe tener a la vez de contenido finas grande, una estabilidad adecuada. Su colocación es muy sencilla, de ahí su bajo costo de instalación, pero su mantenimiento es caro puesto que hay que limpiarlo periódicamente de la vegetación que permite crecer. Debido a que tal limpieza en su acción arrastra el revestimiento que sumado esto a la erosión del agua, su duración es corta. La erosión puede ser menor si se protege con una capa adicional de material grueso. Una de las desventajas para el funcionamiento hidráulico es que la velocidad de diseño debe ser pequeña para evitar la erosión. Además no presenta resistencia a la acción de los animales socavadores, ni al paso del ganado.

El procedimiento de construcción para este tipo de Revestimiento es el que sigue:

La sección no sobreeleva para que sumadas las capas de revestimiento y protección, el canal tenga sus dimensiones calculadas para conducir el gasto requerido o de diseño. Se riega el material que forma el revestimiento mediante una draga o pala mecánica que se mueve a lo largo de uno de los bordos. Después de esta Operación, se coloca la capa de protección.



TIPOS DE SECCIONES DE CANALES.-

Desde el punto de vista geométrico de la sección del canal, se pueden distinguir cuatro tipos de conducciones.

- 1.- Canal abierto sin revestir.
- 2.- Canal abierto revestido
- 3.- Conducto cerrado que trabaja por gravedad.
- 4.- Conducto cerrado que trabaja a presión.-

CANALES ABIERTOS.-

Desde el punto de vista hidráulico, la sección transversal que para un área dada, da la máxima eficiencia o capacidad, es aquella con radio hidráulico máximo y perímetro mojado mínimo. - Esta sección se conoce como: **DE MÁXIMA EFICIENCIA HIDRÁULICA.-**

En canales abiertos, la sección Semi-circular es la que nos cumple esta condición.-

En general la sección transversal de un canal abierto debería diseñarse con esta sección semicircular, sin embargo desde el punto de vista práctico, no es aplicable ya que esta sección no puede sostenerse por sí sola si no se le protege y refuerza convenientemente, además de que su construcción es muy cara.

En general la sección de los canales para riego, son de forma TRAPEZIAL, pudiéndose utilizar la sección semicircular en las secciones pequeñas llamadas CANALETAS.-

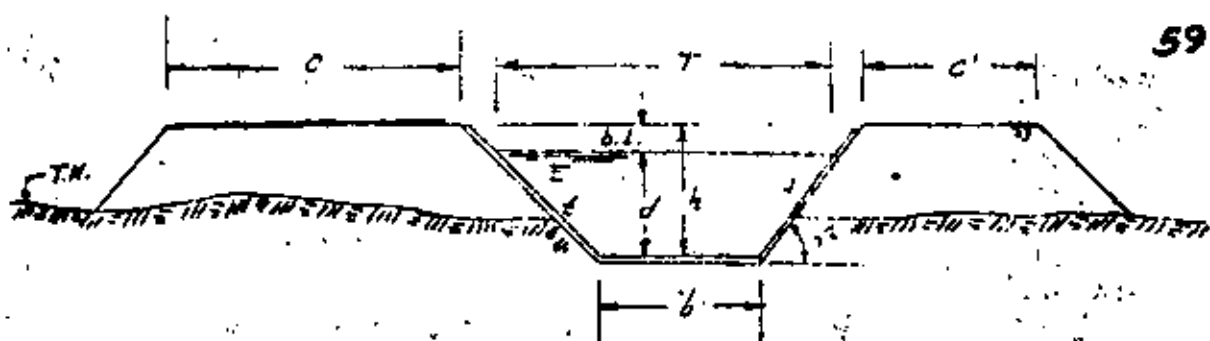
FORMAS GENERALES DE DISEÑO.-

A.- CANALES ABIERTOS.-

1.- Características Geométricas de la sección:

La sección transversal seleccionada para un canal, debe de satisfacer además de la condición de capacidad, la facilidad tanto para construcción como para Operación, limpieza y conservación.

Para conducciones abiertas, se ha visto, que la forma más conveniente, es la sección trapezoidal cuyos elementos principales se enumeran a continuación: (pág sigte.)



d = tirante del agua

b = ancho de plantilla

$b.l.$ = bordo libre

h = altura del canal

T = ancho de la superficie libre del agua.

t = talud (relación de la proyección horizontal a la vertical de la pared lateral = $\cot \theta$)

c = Ancho de la corona del bordo con camino.

c' = Ancho de la corona del bordo sin camino.

θ = Angulo de inclinación de las paredes laterales (taludes)

T.N. = terreno natural.

RELACION PLANTILLA TIRANTE (b/d).

Condiciones a estudiar para fijar la relación plantilla-tirante.

a).- Sección de máxima eficiencia.

b).- Sección de mínima filtración.

c).- Problemas Constructivos.

a).- Sección de Máxima Eficiencia.

Desde el punto de vista hidráulico, la sección transversal, que para un área dada, da la máxima capacidad, como ya se expresó anteriormente, es aquella con RADIO HIDRAULICO MAXIMO y PERIMETRO MOJADO MINIMO.

Por lo que se refiere a la sección de máxima eficiencia, la relación (b/d) viene dada por la fórmula:

$$\frac{b}{d} = 2 \tan \frac{\theta}{2}$$

En general, la sección transversal de un canal debería diseñarse para la máxima eficiencia hidráulica; sin embargo desde el punto de vista práctico, aun cuando la sección de máxima eficiencia hidráulica es la que da el área mínima para un gasto determinado, no necesariamente dará la mínima excavación.

La sección de mínima excavación se tendrá, solamente cuando la superficie del agua en el canal, coincida con el terreno.

Cuando la superficie del agua queda a una elevación más baja que la superficie del terreno, lo cual ocurre con mucha frecuencia, los canales más angostos y profundos, dan la mínima excavación que los de sección de máxima eficiencia hidráulica.

Si la superficie del agua queda a una elevación mayor que la superficie del terreno natural, las secciones transversales anchas y poco profundas son las que dan la mínima excavación.

Sin embargo en los canales de riego, los requisitos de seguridad contra roturas y la posición que debe tener la superficie del agua en el canal con relación a los terrenos que sirve, son otros factores que intervienen directamente en la selección de la sección y que pueden modificar el proyecto puramente geométrico de la sección transversal del canal.

b).- SECCIÓN DE MINIMA FILTRACION.-

En el caso de canales sin revestir, cuando el canal queda alojado en suelos arcillosos delgados, apoyados en suelos permeables, y la cubeta pueda quedar alojada en dichos suelos, es necesario ampliar la plantilla con el fin de disminuir el frente y así quede alojada la cubeta del canal, en material impermeable por lo menos en un espesor de 50 cms. medidos de la rasante del canal al contacto con el suelo permeable.

La sección de mínima filtración, está dada por la relación siguiente:

$$b/f = 4 \tan \frac{\theta}{2}$$

c).- PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS.-

En canales con gastos muy grandes, generalmente la relación plantilla-frente que nos da la sección de máxima eficiencia, resultan plantillos muy chicos y esto origina que sean difíciles de construir, por lo que en estos casos, lo que generalmente se acostumbra hacer, es fijar una dimensión mínima de plantilla que constructivamente pueda hacerse con el equipo del cual se dispone.

Por esto la relación plantilla frente que nos da la sección de máxima eficiencia hidráulica, se usa únicamente en canales de sección pequeño, tomando en cuenta sus limitaciones constructivas.

En la siguiente tabla se dan algunos valores de las fórmulas anteriores en función de los valores del talud (cot. θ)

TALUD (t)	ÁNGULO (θ)	MÁXIMA EFICIENCIA	MÍNIMA FILTRACION	PROMEDIO
Vertical. 0:1	90° 00'	2.00	4.000	3.000
0.25 : 1	75° 58'	1.562	3.123	2.342
0.50 : 1	63° 26'	1.236	2.472	1.854
0.75 : 1	53° 08'	1.000	2.000	1.500
1.00 : 1	45° 00'	0.828	1.657	1.243
1.25 : 1	38° 40'	0.702	1.403	1.053
1.50 : 1	33° 41'	0.605	1.211	0.908
2 : 1	26° 34'	0.472	0.944	0.708
3 : 1	18° 26'	0.325	0.649	0.487

Estos valores, no obstante, son cambiados en la práctica por reglas más empíricas obtenidas directamente de la experiencia recabada a través de los años.

Por ejemplo, la URSS recomienda la siguiente expresión para canales no erosionables.

$$b/d = 4 - t$$

Los ingenieros de las Filipinas utilizan la siguiente ecuación: $b/d =$

Por lo que a nuestro país se refiere, la relación plantilla-triánge, generalmente tiene valores comprendidos entre 1 y 2 para canales revestidos y de 2 a 7 para canales sin revestir.

B. T A L U D E S .

La inclinación de las paredes laterales, depende en cada caso particular de varios factores, pero muy particularmente de la clase de terreno en donde está alojado, o sea por ejemplo: en un material rocoso, se pueden permitir taludes muy verticales o incluso verticales, mientras que en terrenos dérmables, será necesario construir canales con taludes más tendidos con el fin de asegurar la estabilidad del canal, evitando derrumbes que elevan los costos de conservación.

En la siguiente página se presenta una tabla donde se dan algunos valores del talud, de acuerdo con el material donde será alojado el canal.

Material poco estable, arena, tierra arenosa	2 : 1
Tierra algo arenosa, tepetate blando, areniscas blandas	1.5 : 1
Rocas alteradas, tepetate duro	1 : 1
Roca fija, ligeramente alterada	0.5 : 1
Roca sana	0.25 : 1
Taludes exteriores de los bordos	1.5 : 1

C.- BORDO LIBRE.-

Con objeto de tener un margen de seguridad en la operación de los canales conviene dejar cierto desnivel entre la superficie libre del agua para el tirante normal y la corona de los bordos y en cada caso se indicarán sus valores.

D.- ANCHO DE LA CORONA DE LOS BORDOS DEL CANAL.-

Este ancho debe ser tal, que si parte de la sección hidráulica, está sobre un relleno, la línea de saturación no debe de cortar el talud exterior del bordo pues la filtración puede causar la falla del mismo al arrastrar las partículas de suelo que forman el relleno.

En la región lagunera, por ejemplo por medio de estudios de mecánica de suelos, se determinaron las siguientes pendientes para la línea de saturación:

- Para canales de más de 5 m³/seg. 10 : 1
- En suelos arenosos, y 6 : 1 para suelos limo-arcillosos.
- Para canales de menos de 5 m³/seg. 7 : 1 en suelos limo-arenosos y 4 : 1 en los suelos limo-arcillosos.

En consecuencia para cada región particular es necesario hacer estudios semejantes y comprobar los resultados en las secciones transversales en proyecto. Obteniéndose así un criterio mejor formado para fijar el ancho de corona de los bordos del canal.

Es necesario considerar también la conveniencia de que el canal busque un camino correcto propio para el paso de vehículos que faciliten su construcción (del canal) y posteriormente su operación y conservación.

Normalmente los bordos sin camino, se construyen con un ancho mínimo de 2.00 mts. y el bordo con camino, el ancho de corona varía de 4.00 mts. a 7.00 mts., sin embargo es necesario se revisen estos anchos de corona de los bordos por el paso de la filtración.

Para proteger la corona de los bordos de los perjuicios de la erosión se deberá dar una pendiente del 2% hacia afuera, debiéndose construir drenaje pluvial eficiente construyendo cunetas para desalojar el agua.

VELOCIDADES.

A.- VELOCIDAD MEDIA.-

La velocidad media se determinará por medio de la fórmula de Manning-

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Esta velocidad deberá estar comprendida entre dos límites muy significativos; el primero o superior, está definida por su efecto erosivo y de operación, mientras que el segundo o inferior, lo limita la capacidad para depositar azolves o tratar de evitar el crecimiento de las plantas acuáticas.

O sea, que esta velocidad debe ser tal, que sea lo suficientemente lenta para que no produzca erosión y lo suficientemente rápida para que no produzca el asentamiento de las partículas que lleva el agua en suspensión lo cual producirá el crecimiento de plantas.

La velocidad media máxima desde el punto de vista funcional, es aquella en la que se puede llegar en un canal, sin afectar el correcto funcionamiento hidráulico de las tomas y represas. - Por lo regular esta velocidad es del orden de 1.50 m/seg.

En los canales sin revestir, la velocidad media máxima desde el punto de vista erosivo, es aquella hasta la que se puede llegar, sin producir un desmenuamiento y arrastre de las partículas que constituyen los materiales donde se aloja el canal y que confinan el agua que por éste fluye.

La velocidad media mínima permisible que evita el azolve, es aquella abajo de la cual empieza la sedimentación de las partículas minerales que fluye en suspensión el agua del canal o en la que se detiene el movimiento de las partículas que fueren desplazándose por el fondo, bajo el efecto del flujo. - La más alta de ambas velocidades, será la mínima permisible.

En el diseño de canales deben considerarse las velocidades límite dadas por Berlanguer:

a).- Régimen Tranquilo $V_{\max} = 0.8 V_{\text{crítica}}$

b).- Régimen Rápido $V_{\min} = 1.2 V_{\text{crítica}}$

Las velocidades con valores cercanos a la crítica, no son recomendables ya que con ellos, hay pérdidas de cargas mayores y al mismo tiempo se presentan condiciones de inestabilidad en el régimen, ya que puede pasar en un instante dado, de régimen rápido a régimen lento o viceversa,

lo que ocasiona variaciones bruscas en el tirante del agua, que al no poderse evitar, harán que se tengan que considerar bordos libres mayores que los comunmente usados.

Por otra parte en las represas, si se produce en ellos el area hidraulica, de la seccion transversal del canal, dichas velocidades hacen que se pueda formar un salto hidraulico en el canal, cuyas turbulencias impiden mantener estable el nivel del agua, originando con esto, la dificultad en la entrega del agua en las tomas laterales y de fote.

B.- VELOCIDADES MEDIAS, MÁXIMAS y MÍNIMAS.

a).- CANALES SIN REVESTIR.

La velocidad permisible en canales excavados en tierra y sin revestir depende de las características del material que forma la seccion y la cantidad y calidad de los sedimentos acarreados por el agua.

La facilidad con que un canal puede ser erosionado, depende del tamaño de las partículas y características del material que forma la seccion, ya que terrenos arenosos y sueltos sin materia cementante, se erosionan fácilmente y terrenos con arcilla, arena o grava con constituyentes cementantes, son muy resistentes a la erosion.

Como guía general, se dan algunos valores para la velocidad media máxima permisible que recomienda la S. R. H. y que a su vez han sido tomadas de la literatura especializada y ampliamente experimentadas en los sistemas existentes.

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles de E.U.A. (A.S. C.E.) recomienda:

MATERIAL	VELOCIDADES PERMISIBLES (m/seg)		
	Minima	a	Máxima
Arcilla	0.45	a	0.75
Arena	0.75	a	1.25
Grava	1.25	a	2.00

El Bureau of Reclamation aconseja usar los siguientes valores para canales en condiciones normales:

CANAL EXCAVADO EN TIERRA:	VELOCIDADES PERMISIBLES (m/seg)		
	Minima	a	Máxima.
Canales laterales pequeños	0.45	a	0.75
Canales principales	0.60	a	1.35

En la siguiente página se dan algunos valores que otros autores recomiendan:

- VELOCIDADES MAXIMAS Y MINIMAS. -

A) CANALES SIN REVESTIR. -

Material	Velocidad máxima		
Arcilla	0.45	a	0.75 m/seg
Arena gruesa	0.75	a	1.25 "
Grava	1.25	a	2.00 "
Arena fina	0.20	a	0.30 "
Suelo arenoso	0.30	a	0.75 "
Arena arcillosa	0.75	a	0.90 "
Tierra arcillosa	0.85	a	1.10 "
Arcilla dura	1.10	a	1.50 "

Conglomerados, grava cementada

Esquistos, pizarras

roca sedimentario suave 2.00 a 2.50 m/seg

roca dura 3.00 a 4.50 "

Velocidad Mínima.

(Aguas para riego con material en suspensión).

$$V_s = 0.652 C d^{0.64}$$

 V_s = Velocidad de sedimentación (m/seg)

 C = Coeficiente variable con el tipo de sedimento

 d = Tirante del agua en mts.

"Algunos valores de C"

Material:	"C"
Suelo arenoso, ligero y fino	0.84
Suelo arenoso o Grueso	0.92
Limo arenoso	1.01
Limos y acarreo Gruesos	1.09

Velocidad Mínima en Aguas Claras.

$$V_s = 0.652 C d^{0.5} \quad (\text{KENNEDY})$$

Velocidad mínima para evitar el crecimiento de plantas en la sección del canal.

$$\begin{aligned} \text{Velocid. mínima} &= 0.45 \text{ a } 0.60 \text{ m/seg. (canales de } d \leq 50 \text{ cms.)} \\ \text{Veloc. mínima} &= 0.60 \text{ a } 0.80 \text{ " (canales con } d > 50 \text{ cms.)} \end{aligned}$$

También otros autores recomiendan los siguientes valores para velocidades máximas no erosivas:

MATERIAL	VELOCIDAD PERMISIBLE (m/seg)	
	Mínima	Máxima
ARENA FINA EN CONDICIONES:		
Inestables	0.20 ... a ...	0.30
Suelo arenoso	0.30 ... a ...	0.75
arena arcillosa	0.75 ... a ...	0.90
Tierra arcillosa	0.85 ... a ...	1.10
arcilla dura	1.10 ... a ...	1.50

Etcheverry recomienda como velocidades máximas permisibles en canales sin revestir excavados en roca:

MATERIAL:	VELOCIDAD PERMISIBLE (m/seg)	
	Mínima	Máxima
Conglomerado o Grava Cementada....	2.00 a	2.50
Esquistos y pizarras	2.00 a	2.50
Roca sedimentaria suave	2.00 a	2.50
Roca dura	3.00 a	4.50

En el caso de las gravas, la velocidad media máxima depende en gran parte, tanto del tamaño de los partículas o fragmentos que las componen, como de su graduación, forma individual, compacidad; si tienen una matriz conglomerante y del tipo de esta.

En las arcillas la capacidad para resistir la erosión en mayor o menor grado depende del tipo y la composición mineralógica, si es fácilmente soluble o no, de la compacidad y del mayor o menor grado de fracturamiento que tengan las diversas capas del suelo.

En las Rocas, que en la tabla antes dada se designan con nombres tan amplios como duras y suaves, el grado de intemperismo y descomposición, la severidad del fracturamiento y la frecuencia entre los sistemas de juntas, si hay o no rellenos arcillosos deleznales en fracturas y juntas, son factores que solos o combinados influyen grandemente en la velocidad media de diseño, asignable a un canal sin revestir que cruce estas formaciones de la corteza terrestre.

Con relación a la velocidad mínima permisible, en canales sin revestir puede decirse que no existe un verdadero límite en el cual se inicie el fenómeno de sedimentación.

Para la generalidad de los casos se recomienda utilizar la fórmula de Kennedy, (expresada ya anteriormente) que puede expresarse en el sistema métrico, como sigue:

$$V_s = 0.652 C d^{0.64}$$

Se dio también el significado de literales y algunos valores para el coeficiente "C".

En aguas claras y con temperaturas de 18° a 20° Centígrados, se induce el crecimiento de plantas acuáticas, las cuales en condiciones favorables y en un lapso de dos a cuatro semanas, pueden reducir la capacidad hasta en un 25 %.

Para evitar las condiciones que favorecen el crecimiento de vegetación acuática, debe tenerse en cuenta, no utilizar velocidades menores de 0.45 m/seg. ó 0.60 m/seg. si el canal tiene una profundidad menor de 0.50 mts. ya que con velocidades menores, rápidamente se puede cubrir de musgo al canal lo cual requerirá una limpieza constante, convirtiéndose esto en economía.

La velocidad mínima permisible, tiene mayor importancia en canales principales con régimen permanente ya que para canales de distribución con escorrentías intermitentes o sea que se interrumpen y vuelven a empezar alternativamente, hay menos posibilidades de que se presente el peligro de crecimiento de plantas acuáticas, sin embargo se recomienda no utilizar velocidades menores de 0.60 a 0.80 m/seg.

6).- CANALES REVESTIDOS.-

En suelos francamente permeables, el objeto principal de revestir un canal es el de reducir la permeabilidad o pérdida de agua por filtración, además de que al aumentar la velocidad máxima permisible, se obtiene una sección más económica, un gradiente hidráulico mayor y se reducen los costos anuales de Operación y conservación.

La velocidad máxima permisible, depende del tipo de revestimiento, pudiéndose tomar los siguientes valores: (ver tabla en la sigte página).

- 1.- Canales Revestidos de materiales arenillosos compactados. = veloc. máxima permisible varía de 0.60 a 1.75 m/seg. - Cuando el material arenilloso, especialmente el de los taludes, está protegido con una cubierta de material granular grueso, como grava o piedra triturada, la velocidad máxima será la adecuada para que estos materiales no se erosionen; Sobre esto, véase lo indicado en Canales sin revestir.
- 2.- Canales Revestidos con membranas o losetas asfálticas descubiertas, así como de concreto asfáltico = veloc. máx. permisible, puede variar entre 1.00 a 1.50 m/seg., debido a que los climas cálidos, deforman el revestimiento de asfalto. Sin embargo, en climas fríos, los revestimientos de este tipo pueden soportar velocidades un poco mayores. - En canales con membranas, cubiertas, de cualquier tipo, protegidas con tierra, arena o grava, el criterio para fijar la velocidad máxima permisible, está gobernada por el tipo de material de cubierta, especialmente colocado en los taludes como si fuera el caso de un canal sin revestir.
- 3.- Canales Revestidos de concreto reforzado: - La velocidad máxima permisible en tramos cortos sin estructuras y en las rápidas, puede variar de 2.50 a 10.00 m/seg. dependiendo de las condiciones del tipo de suelo en que se abra el canal, de la pendiente longitudinal disponible y de la ubicación de puentes, represas y tomas.
- 4.- Canales revestidos de concreto sin Refuerzo. - La velocidad máxima aconsejable, no debe ser mayor de 0.8 veces de la velocidad crítica; en el tramo muerto de canales principales, no debe exceder de 2.50 m/seg. para evitar la probabilidad de que sea levantado el revestimiento.
 Cuando el suelo en que se abra el canal revestido de concreto, es de partículas finas y sin cohesión, como la arena, las velocidades altas, tienden a desprender las partículas del suelo y por lo tanto a destruir el revestimiento. Estas velocidades también tienden a erosionar el suelo a través de las grietas que normalmente se forman en las losas o por las juntas defectuosas.
- 5.- Canales revestidos de Mampostería. - La velocidad máxima aconsejable no debe ser mayor de 0.8 de la velocidad crítica, pero no debe exceder de 2.50 m/seg.

CANALES REVESTIDOS - VELOCIDAD MAXIMA

<u>Tipo de Revestimiento</u>	<u>n</u>	<u>V máxima (m/seg)</u>
1.- Material arcilloso compactado	0.60	1.25
2.- Revestimientos con membranas enterradas (vinilo, kilitán)	1.00	1.50
3.- Revestimientos asfálticos	1.00	1.50
4.- Revestimientos de concreto sin refuerzo	2.00 ó	0.8 Vc
5.- Revestimientos de concreto reforzado	2.50	10 m/seg
6.- Revestimiento de concreto sin refuerzo en a.- canales bajados en suelos de partículas b.- finas y sin cohesión (arenas, limos)	1.50	
7.- Revestimientos de Mampostería	2.00 ó	0.8 Vc
8.- V mínima recomendada = 1.00 m/seg (S.R.M)		

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n° fórmula de Manning)

Factores que afectan el coeficiente de Rugosidad

- 1.- Rugosidad de la superficie al terminar la construcción.
- 2.- Vegetación y organismos acuáticos.
- 3.- Irregularidades en la sección transversal del canal.
- 4.- Almacenamiento de la conducción
- 5.- Sedimentación y erosión
- 6.- Obstrucciones.
- 7.- La región del país en que se localiza la zona de riego
- 8.- Tipo de revestimiento.
- 9.- Programa de limpieza y conservación.

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD RECOMENDADOS

Material:

A) Canales sin Revestir:

CANAL EXCAVADO EN TIERRA CON CANALES EXCAVADOS EN TIERRA CON EXPLOSIVOS	Arcilla con depósitos de arena limpia	0.025
	Arena fina o compacta	0.025
	Depósitos aluviales	0.029
	Tierra usando explosivos	0.040
CANAL CON UN TALUD REVESTIDO DE CONCRETO Y EL OTRO SIN REVESTIR		0.026

B) Canales Revestidos de arcilla:

Q < 35 m³/seg	0.020
Q > 35 m³/seg	0.022

c) Canales Revestidos de concreto.

concreto	0.014
concreto lanzado neumáticamente	
1.- con acabado liso	0.017
2.- con acabado rugoso	0.018
3.- secciones excavadas en lava	0.020
4.- sección excavada en roca irregularmente terminada	0.020 - 0.027

d) Revestimientos de Mampostería

Mampostería de 3a. Clase:

1.- De buena calidad	0.020
2.- De mala calidad	0.025

e) Revestimientos asfálticos.

con superficie lisa	0.013
con superficie rugosa	0.016

RECOMENDACIONES PARA AFECTAR EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD CON RESPECTO AL TIEMPO DE SERVICIO Y OPERACION.

Q (m^3/sq) Incremento del área

0 - - - - 1.0	25 %
1 - - - - 5.0	20 %
5 - - - - 10.0	15 %
10 - - - - 20.0	10 %

$Q > 20$ \rightarrow (pueden tomarse 20 ó 25) y no se incrementa.

(CANALES SIN REVESTIR Y REVESTIDOS DE ARCILLA.)

a) Coefficientes de Rugosidad:

radio hidráulico (R)	n
0 - - 0.45	0.033
0.45 - 0.72	0.032
0.72 - 1.10	0.031
> 1.10	0.030

Mampostería de 3ª Clase	0.025
Canales Revestidos de asfalto con superficie tersa... 0.013	
Concreto asfáltico	0.014
Asfalto prefabricado	0.015
Asfalto con superficie rugosa	0.016

Las indicaciones generales que se recomiendan para seleccionar el coeficiente de rugosidad por adoptar en el diseño de una conducción para riego, se basan fundamentalmente en las condiciones en que probablemente se va a encontrar dicho canal en el transcurso del tiempo y que dependen de los siguientes aspectos:

- La región del país en que se localice el sistema.
- Los tipos de revestimiento o materiales en que se alobe la sección transversal.
- Las variaciones que tenga el gasto durante la temporada o ciclo agrícola.
- El programa de limpieza y conservación que se adopte para el sistema de riego.

Por consiguiente es indispensable que cada proyectista en particular tenga o consulte a cerca de toda la experiencia recabada tanto en la región o distritos cercanos, como de los Distritos que más se le asemejen a su problema particular, debiendo en ocasiones recurrir a la literatura existente en otros países cuando los datos recabados en el nuestro o sean escasos o bien no tengan aun un grado de confiabilidad suficiente.

Quando se trate de materiales que presenten características especiales, para elegir el coeficiente de rugosidad, así como en canales que conducirán aguas claras que propician el desarrollo de plantas acuáticas, se deberá incrementar dicho coeficiente con el fin de tener un incremento de área y así contrarrestar en parte la reducción de la sección por crecimiento de plantas, o depósito de azolves.

En secciones con tirantes menores de 2.00 mts. y velocidades mayores de 0.60 m/seg., se considerará un área adicional del 15%, y del 20% para canales con velocidades menores de 0.60 m/seg.

4. PENDIENTE LONGITUDINAL. - La pendiente del canal debe ser en general la máxima que permita dominar la mayor superficie posible de tierras y que a la vez dé valores de velocidad que no ocasionen erosión del material en que está alojado dicho canal, ni depósito de azolves.

La pendiente longitudinal del canal depende principalmente de la pendiente topográfica del terreno en que va a ser alojado.

5.- NORMAS PARTICULARES DE DISEÑO:

CANALES SIN REVESTIR.-

SECCION DEL CANAL.- Las secciones de canales en tierra sin revestimiento, serán en zonas de suelos arcillosos pesados donde el revestimiento de estos no se justifica debido a que las pérdidas por infiltración son mínimas.- Si los estudios muestran impermeabilidad menor a 3×10^{-5} cm/sq. no deberán recubrirse los canales.

PENDIENTE DEL CANAL, LONGITUDINAL.- La pendiente debe elegirse, mediante la fórmula de Manning con un coeficiente de rugosidad "n" con un valor que depende del radio hidráulico del canal. Para radios hidráulicos hasta 0.45 m. $n = 0.033$, para radios hidráulicos de 0.45 m. a 0.72 m. $n = 0.032$, para radios hidráulicos de 0.72 m. a 1.10 m. $n = 0.031$ para radios hidráulicos mayores, se tomará $n = 0.030$

PERIMETRO MOJADO.- Cuando la sección del canal queda total o parcialmente arriba del terreno natural, el perímetro mojado debe alojarse en material compactado. Para lograr la compactación deseada, los bordos del canal deberán compactarse hasta un ancho de corona de 1.00 m. como mínimo fuera del prima del agua. Para tirantes de 0.60 m. a 1.25 mts., el ancho de la corona compactada, será de 1.25 mts. para tirantes comprendidos entre 1.25 m. y 2.00 m., el ancho será de 2.00 m. y para tirantes mayores, el ancho de la corona compactada, se incrementa hasta 2.50 mts.

ALTURA DEL TERRAPLEN POR COMPACTAR.- La altura del terraplén por compactar, arriba de la superficie máxima del agua en el canal, depende generalmente del gasto que escurre por el canal.

(Véase la pág. 75 de estas apuntes)

BORDOS LIBRES Y ANCHO DE CORONA DE LOS BORDOS.- Los bordos libres y ancho de corona para los bordos con camino y sin camino, de canales en tierra, están en función del gasto y los más recomendados son los que se dan en la tabla de la pág. 75.

(ver: Bordos Libres... (Corona de los bordos)

CAUALES REVESTIDOS DE TIERRA COMPACTADA.

Los revestimientos de tierra compactada formados con materiales impermeables seleccionados, constituyen un control excelente de la filtración. Podemos mencionar como el mejor material de revestimiento a las arcillas estables volumétricamente, o sea que no sufran expansiones al saturarse y además deben estar mezcladas con una proporción adecuada de grava (20% a 40%)

Cuando las condiciones del caso indiquen la conveniencia de aplicar un revestimiento flexible a base de materiales arcillosos compactados, se recomienda que dichos materiales, tengan un límite líquido comprendido entre el 35% y el 55% y un índice plástico mayor al 20%. Posteriormente se dará una compactación que garantice un coeficiente de permeabilidad de 10^{-5} .

Existen otros tipos de suelos que si se utilizan o protegen en forma adecuada, pueden dar un buen servicio; uno de ellos es el limo compactado, que es impermeable pero tiene poca resistencia a la erosión; la sección transversal deberá diseñarse para velocidades, oleaje y curvas que sean compatibles con el limo. Cuando se utiliza la protección con grava, la sección deberá ampliarse lo necesario para que la grava no invada la sección hidráulica.

En canales que tengan un gasto mayor al 10 m³/seg, se considerará una faja de grava que actúa como playa para proteger el revestimiento de tierra contra la acción del oleaje.

El espesor de los revestimientos de tierra son

(Véase ESPESORES..... pág 76 de estos apuntes)

Los bordos libres, ancho de corona de los bordos, coeficientes de rugosidad, Serán los mismos que para canales sin revestir.

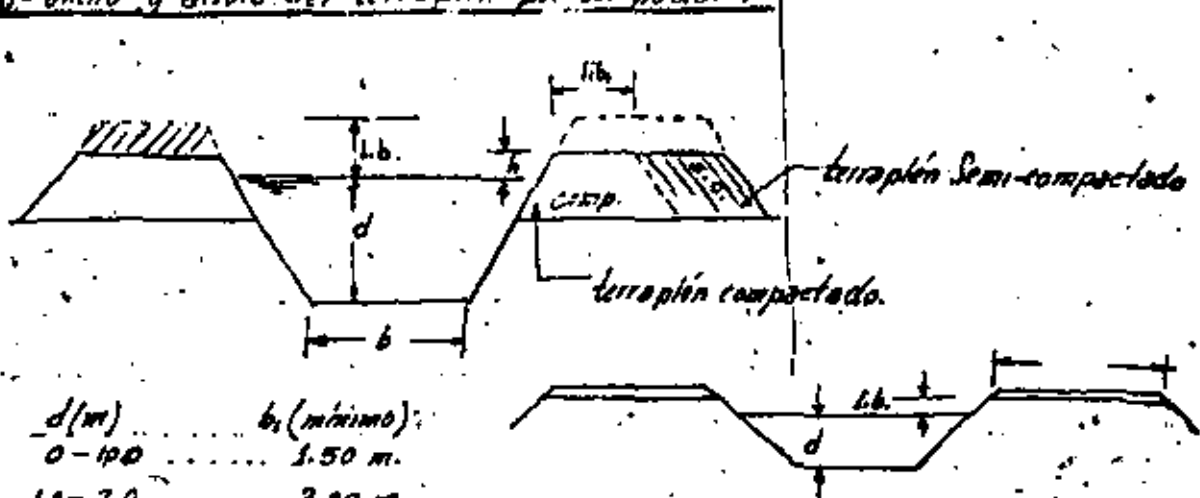
CAUALES REVESTIDOS DE CONCRETO.

SECCION DEL CANAL.- Las secciones del canal se elegirán con anchos de plantilla tales, que las máquinas revestidoras puedan emplearse con pocos cambios; en estas condiciones podrá variarse la altura del revestimiento siempre y cuando el tirante no sea mayor al ancho de la plantilla.

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD.- Los coeficientes de rugosidad que se utilizarán están en función del radio hidráulico y son los siguientes:

(Ver Coeficientes..... pág 76).

b) - ancho y altura del terraplén por compactar:-



$d(m)$	$b_1(\text{mínimo})$
0-1.00	1.50 m.
1.0-2.0	2.00 m.
> 2.00	2.50

$Q (m^3/sq)$	$h(\text{mínimo})$
0-1	0.15 m.
1-3	0.20 m.
3-4	0.25 m.
4-10	0.35 m.
10-30	0.50 m.
30-100	0.75 m.

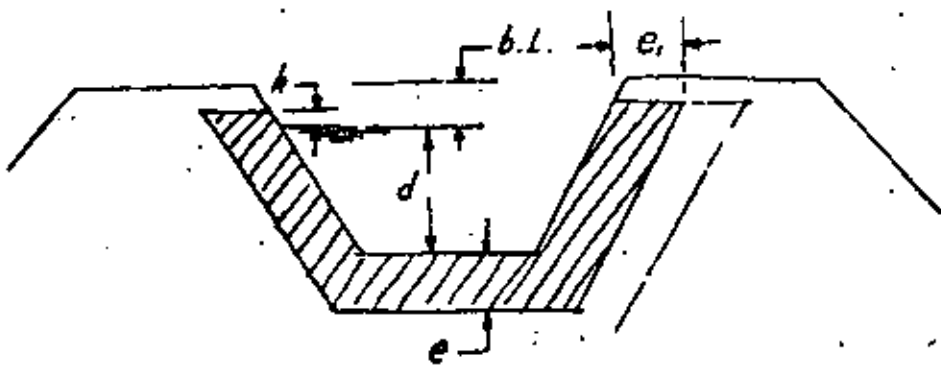
BORDOS LIBRES Y ANCHO DE LA CORONA DE LOS BORDOS.-

GASTO (m^3/sq)	b.l. (m)	BARDO CON CAMINO (m)	BORDOS SIN CAMINO (m)	e (m)
0-4	0.35	4.00	2.0	0.05
4-6	0.40	4.00	2.0	0.05
6-8	0.45	6.00	2.0	0.06
8-10	0.50	6.00	2.50	0.06
10-15	0.55	6.00	2.90	0.07
15-20	0.60	7.00	2.50	0.07
20-40	0.80	7.00	3.50	0.08
40-60	1.00	7.00	4.00	0.10
60-100	1.10	7.00	4.00	0.12

(1) (2) (4) (5) (3)

Orden de columnas.

CANALES REVESTIDOS CON MATERIAL ARCILLOSO.



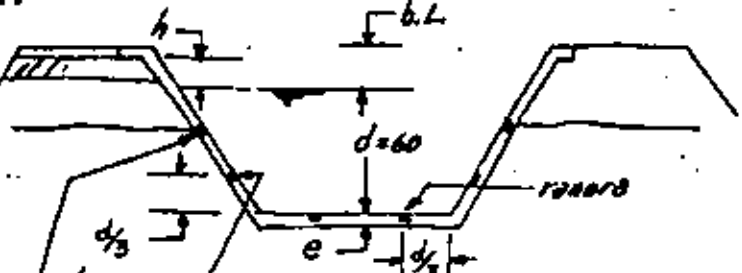
$d(m)$	$e(m)$	$e_1(m)$
0 - 0.60	0.30	1.00
0.60 - 1.20	0.45	1.50
1.20 - 1.80	0.60	2.00
> 1.80	0.70	2.50

ESPESORES DE LOS REVESTIMIENTOS DE TIERRA

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

a).- Coeficientes de rugosidad.

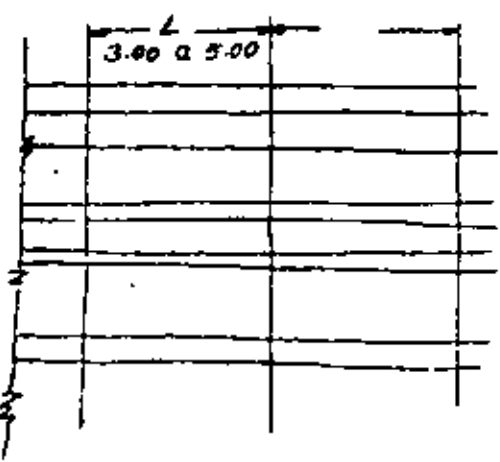
$R(m)$	"n"
0.05 - 0.15	0.018
0.15 - 0.24	0.017
0.24 - 1.10	0.016
> 1.10	0.015



ranura que coincide con la altura del terreno natural.

Ranura longitudinal. hasta plantillas menores de 1 m. No se colocan ranuras. Solamente la que coincide con la plantilla.

(vease plano 702-C-1780)



Ranuras transversales
Se colocan de 2.00 a 5.00 mts.

RANURAS PARA EL CONTROL DEL AGRIETAMIENTO EN CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO.

Las losas de Revestimiento tienden a agrietarse y a través de las fracturas, ocurren filtraciones de agua en el canal. Para localizar estas grietas, se trazarán ranuras longitudinales y transversales en el revestimiento que se sellarán con material plástico o mortigue para evitar dichas filtraciones. Este sello plástico se puede omitir cuando se tengan trantes pequeños, o cuando el terreno donde se aloje el canal sea relativamente impermeable.

La profundidad de las ranuras después de haber frogado el concreto, debe tener una dimensión ligeramente mayor a un tercio del espesor del revestimiento. Las ranuras longitudinales, no son necesarias en secciones pequeñas o cuando el canal se aloje en suelos estables. Cuando el perímetro mojado sea mayor a 15.00 mts. o cuando se tengan suelos inestables, las ranuras longitudinales, se trazarán en ambos taludes, a una distancia en la intersección de la plantilla, y el talud de 30 a 60 cm. medidos sobre el talud, y con espaciamento de 3.00 mts.. En canales con espesores de revestimiento de concreto hasta 7 cm. además se pueden trazar otras ranuras para que la sección quede dividida aproximadamente en losas cuadradas.

Apoyo DE LOS REVESTIMIENTOS.

Cualquiera que sea el tamaño del canal, se considera necesario que el revestimiento se apoye en una superficie lisa regular, debidamente compactada.

Las terraplenes de los bordes en contacto con los revestimientos; cuando se tengan suelos arcillosos, se deberán compactar al 95% de la prueba Proctor; en suelos arenosos, se deberá compactar al 75% usando el criterio de densidad relativa empleando equipo vibratorio.

En zonas en que sea necesario construir canales revestidos de concreto alojados en orillas expansivas, deberá removerse un espesor mínimo de éstas para sustituirlo por un material inerte compactado

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO.

Los espesores recomendados en este tipo de revestimiento son dados en función del gasto.

Gasto (m ³ /seg)	Espesor (cm.)
0 - 10	9
10 - 50	10
50 - 100	11
100 - 150	12

CANALES REVESTIDOS CON CONCRETO LANZADO NEUMÁTICAMENTE.

Gasto (m^3/seg)	Espesor (cm)
0 - 2	3
2 - 10	4
10 - 15	5
15 - 20	6
20 - 30	7

(Ver pág 79)

En general los bordos libres, ancho de la corona de los bordos, como coeficientes de rugosidad serán los mismos que para los canales revestidos sin refuerzo, excepto para el concreto lanzado, en el cual para determinar el coeficiente de Rugosidad, deberá consultarse la tabla respectiva.

BORDO LIBRE. - Variará en función del gasto y tenemos los valores:
(ver pág 79 "BORDOS LIBRES")

ANCHO DE LA CORONA DE LOS BORDOS.

Varián en función del gasto y tenemos los siguientes valores.

Gasto (m^3/seg)	BORDO CON CAMINO (m)	BORDO SIN CAMINO (m)
0 - 75	4.00	2.00
75 - 19	6.00	2.50
19 - 27	7.00	2.50
27 - 40	7.00	3.00
40 - 60	7.00	4.00
60 - 100	7.00	4.00

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO ASFÁLTICO.

Los espesores usados, se dan también en función del gasto:

Gasto (m^3/seg)	Espesor (cm)
0 - 10	5
10 - 50	8
50 - 150	10

Los bordos libres, así como los anchos de los bordos, serán los mismos que para canales revestidos de concreto. Los valores del coeficiente de rugosidad deberán consultarse en tabla correspondiente.

CANALES REVESTIDOS CON CONCRETO LAMINADO.-

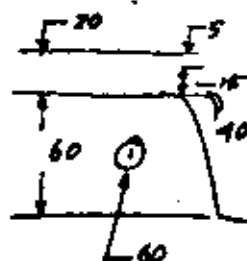
Espesores del revestimiento.-

Q (m ³ /seg.)	e (m)
0 - 2	0.03
2 - 10	0.04
10 - 15	0.05
15 - 20	0.06
20 - 30	0.07

Los anchos de corona de los bordos, se pueden tomar los mismos que para canales revestidos de concreto.

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA.- (buena calidad).

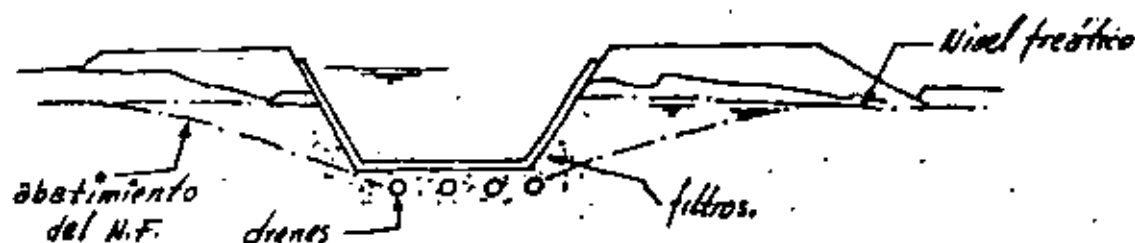
Coeficientes de Rugosidad		BORDOS LIBRES	
R	n	Q (m ³ /seg.)	b.L. (cm)
0 - 0.45	0.023	0 - 4	15
0.45 - 0.74	0.022	4 - 8	20
0.74 - 0.93	0.021	8 - 12	25
> 0.93	0.020	12 - 20	30
		20 - 30	35
		30 - 40	40
		40 - 60	50
		60 - 100	60



Los anchos de corona de los bordos se pueden tomar los mismos valores que para canales revestidos de concreto.

DRENAJE EN CANALES REVESTIDOS.-

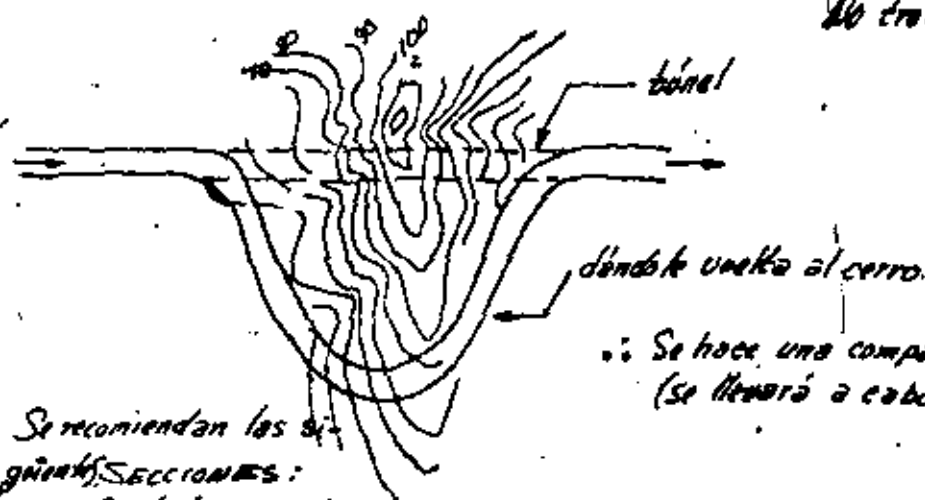
(se hará cuando el nivel freático esté muy superficial e invade con esto, el área de construcción del canal).



Estos drenes se colocan tanto para canales revestidos de concreto, como para mampostería y asfalto.

= CONDUCTOS CERRADOS QUE TRABAJAN POR GRAVEDAD.-

(trabajan parcialmente llenos.
No trabajan a presión)



∴ Se hace una comparación de costos.-
(se llevará a cabo el conveniente)

Se recomiendan las siguientes SECCIONES:

- 1.- Conductos circulares
 - 2.- Conductos en herradura
- } Parcialmente llenos.

Relación d/D máxima eficiencia hidráulica

$$\frac{d}{D} = 0.81$$

Con esta ecuación, obtenemos: r máx



1.80 recomendable como mínimo

VELOCIDADES: (permitidas)

$v_{m\acute{o}x} = 0.8 v_c$ Régimen tranquilo

Velocidad para Operación = 1.50 m/seg.

Velocidades máximas permisibles:

Material:	Velocidad (m/seg)
Revestimiento de Concreto	2.50
Mampostería	2.50
Conglomerados	2.00 - 2.80
Esquistos y pizarras	2.00 - 2.50
Roca sedimentaria suave	2.00 - 2.50
Roca dura	3.00 - 4.50

Nota.- Utilizar fórmula de Kennedy, conductos sin revestir

Conductos revestidos = 1.00 m/seg (vel. mínima)

Los coef. de rugosidad, se pueden tomar los mismos que los que tenemos para cada tipo de material en particular.

DRENAJE EN CANALES REVESTIDOS.-

Este sistema de drenaje, no es necesario construirlo cuando el terreno donde se aloja el canal, sea muy permeable y cuando el nivel freático esté muy profundo.

En canales con capacidades, mayor a los 10 m³/seg, y el nivel de aguas freáticas pueda invadir el prisma del canal, se colocarán **ALVIADEROS DE CHARRERA**, que se instalarán en ambos lados de la plantilla, espaciados de la misma forma que los grietas transversales de ranura en los canales revestidos de concreto.

Cuando el canal esté alojado en suelos permeables, se colocará una capa con espesor de 0.15 m. de grava y arena extendida en la plantilla del canal y que conecte los alviaderos uno frente a otro.

8.- CONDUCTOS CERRADOS QUE TRABAJAN POR GRAVEDAD.- (TUNELES Y CONDUCTOS CUBIERTOS).

1.- **SECCION DE MAXIMA EFICIENCIA.**- En conducciones de sección circular que trabajan por gravedad, la relación **TIERTE-DIAMETRO (d/D)** que nos da la máxima eficiencia hidráulica es la correspondiente a 0.81 (radio hidráulico máximo)

En conducciones de Sección en herradura, la relación **d/D** que nos da la máxima eficiencia hidráulica es también 0.81.

2.- VELOCIDADES.-

A.- **VELOCIDADES MAXIMAS PERMISIBLES.**- La velocidad máxima permisible depende del material en que se aloje o se encuentre alojada la sección del conducto o bien en el caso de que se encuentre revestido, la velocidad dependerá del tipo de Revestimiento.

Esta velocidad máxima, no debe exceder de 0.8 Vc en el caso de que el régimen sea tranquilo.

En el caso que el conducto alimente tomas de lote o laterales, la velocidad máxima no debe de exceder de 1.50 m/seg en un tramo mínimo de 100 mts. antes de llegar a la toma.

Para algunas velocidades máximas permisiones dependiendo del material en que se encuentra alojada la sección hidráulica, ver las veloc. que recomienda Etcoverry (pág. 66) además de incluir:

Revestimientos de Concreto Veloc. máxima = 2.50 m/seg.

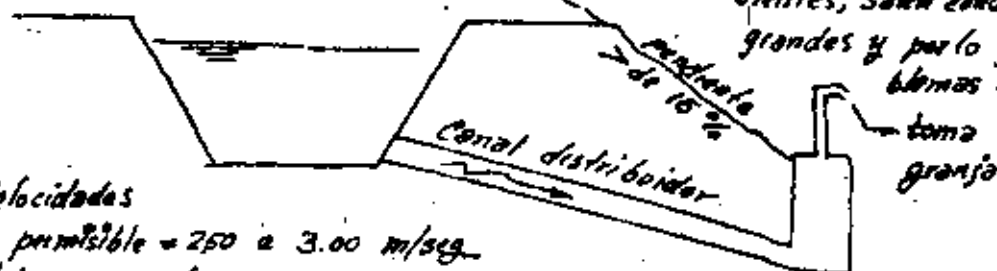
B.- **VELOCIDADES MINIMAS PERMISIBLES.**- Cuando el agua lleva sedimentos en suspensión o arrastre, la velocidad debe ser lo suficientemente alta para evitar el depósito de estos sedimentos.

CANALIZACIONES CERRADAS QUE TRABAJAN A PRESION:

Se utilizan: a) ESTRUCTURAS DE CRUC:

- 1.- Sifones
- 2.- Alcantarillos.

b) Canales DISTRIBUIDORES: (cuando el terreno tiene una pendiente de 15% o menores pendientes, salen conductos más grandes y por lo general hay problemas de arqueo).



Velocidades

Máx permisible = 250 a 3.00 m/seg

mínima = 1.00 y 1.50 "

2. Coefficiente de rugosidad:

Acero Soldado	0.010 - 0.014
" Remachado	0.014 - 0.017
" Fundición	0.017 - 0.021
" Corrugado	0.017 - 0.021
" Galvanizado	0.013 - 0.017

Concreto pulido 0.014 - 0.017

Concreto hecho con molde de:

- a) - acero 0.012 - 0.014
- b) - Madera pulida 0.012 - 0.016
- c) - Madera sin pulir 0.015 - 0.020

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO 84									
	1		2		3		4		5	
b	0.300		0.450		0.600		0.600		0.750	
d	0.300		0.450		0.500		0.600		0.650	
A	0.106	0.220	0.14	0.510	0.156	0.670	0.174	0.900	0.191	1.120
r	0.160		0.240		0.280		0.330		0.360	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.213	0.048	0.279	0.141	0.307	0.207	0.338	0.305	0.363	0.407
0.00015	0.261	0.059	0.342	0.173	0.376	0.254	0.414	0.373	0.445	0.499
0.00020	0.302	0.068	0.395	0.200	0.434	0.293	0.479	0.431	0.514	0.576
0.00025	0.337	0.076	0.442	0.224	0.485	0.327	0.535	0.482	0.575	0.644
0.00030	0.369	0.083	0.484	0.245	0.531	0.359	0.586	0.527	0.629	0.706
0.00035	0.399	0.090	0.523	0.265	0.574	0.387	0.633	0.570	0.680	0.762
0.00040	0.427	0.096	0.559	0.283	0.613	0.414	0.677	0.609	0.727	0.815
0.00045	0.452	0.102	0.593	0.300	0.650	0.439	0.718	0.646	0.771	0.864
0.00050	0.477	0.107	0.625	0.316	0.686	0.463	0.757	0.681	0.812	0.911
0.00055	0.500	0.113	0.655	0.332	0.719	0.485	0.794	0.714	0.852	0.955
0.00060	0.522	0.118	0.684	0.346	0.751	0.507	0.829	0.746	0.890	0.998
0.00065	0.544	0.122	0.712	0.361	0.782	0.528	0.863	0.776	0.926	1.039
0.00070	0.564	0.127	0.739	0.374	0.811	0.548	0.895	0.806	0.961	1.078
0.00075	0.584	0.131	0.765	0.387	0.840	0.567	0.927	0.834	0.995	1.116
0.00080	0.603	0.136	0.790	0.400	0.867	0.585	0.957	0.861	1.028	1.152
0.00085	0.622	0.140	0.815	0.412	0.894	0.603	0.987	0.888	1.059	1.188
0.00090	0.640	0.144	0.838	0.424	0.920	0.621	1.015	0.914	1.090	1.222
0.00095	0.657	0.148	0.861	0.436	0.945	0.638	1.043	0.939	1.120	1.256
0.00100	0.674	0.152	0.883	0.447	0.970	0.655	1.070	0.963	1.149	1.286
0.00110	0.707	0.159	0.927	0.469	1.017	0.686	1.122	1.010	1.205	1.351
0.00120	0.739	0.166	0.968	0.490	1.062	0.717	1.172	1.055	1.259	1.411
0.00130	0.769	0.173	1.007	0.510	1.106	0.746	1.220	1.098	1.310	1.469
0.00140	0.798	0.180	1.045	0.529	1.147	0.774	1.266	1.139	1.360	1.524
0.00150	0.826	0.186	1.082	0.548	1.188	0.802	1.311	1.179	1.407	1.578
0.00160	0.853	0.192	1.118	0.566	1.227	0.828	1.354	1.218	1.453	1.630
0.00170	0.879	0.198	1.152	0.583	1.264	0.853	1.395	1.256	1.498	1.680
0.00180	0.905	0.204	1.185	0.600	1.301	0.878	1.436	1.292	1.542	1.728
0.00190	0.930	0.209	1.218	0.617	1.337	0.902	1.475	1.327	1.584	1.776
0.00200	0.954	0.215	1.249	0.633	1.371	0.926				
0.00220	1.000	0.225								
0.00240	1.045	0.235								

$bL = 0.20m ; e = 0.05m ; BCC = 4.0m ; BSC = 2$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO 12

DATOS	SECCIONES TIPO 85									
	6		7		8		9		10	
b	0.750		0.900		0.900		1.050		1.050	
d	0.750		0.800		0.900		0.950		1.050	
A	2209	1.410	0.277	1.680	2243	2.020	0.272	2.350	4344	2.760
r	0.410		0.440		0.490		0.530		0.570	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
l	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.393	0.552	0.416	0.699	0.443	0.898	0.465	1.094	0.491	1.354
0.00015	0.481	0.676	0.509	0.856	0.543	1.099	0.570	1.340	0.602	1.658
0.00020	0.555	0.781	0.588	0.988	0.627	1.269	0.658	1.547	0.695	1.915
0.00025	0.621	0.873	0.658	1.105	0.711	1.419	0.736	1.730	0.777	2.141
0.00030	0.680	0.956	0.720	1.210	0.768	1.555	0.806	1.885	0.851	2.345
0.00035	0.734	1.033	0.778	1.307	0.829	1.679	0.870	2.047	0.919	2.533
0.00040	0.785	1.104	0.832	1.397	0.887	1.795	0.931	2.188	0.982	2.708
0.00045	0.833	1.171	0.882	1.482	0.940	1.914	0.987	2.321	1.042	2.872
0.00050	0.878	1.235	0.930	1.562	0.991	2.007	1.040	2.446	1.098	3.027
0.00055	0.921	1.295	0.975	1.639	1.040	2.105	1.091	2.566	1.152	3.175
0.00060	0.962	1.352	1.019	1.711	1.086	2.199	1.140	2.680	1.203	3.316
0.00065	1.001	1.408	1.060	1.781	1.130	2.289	1.186	2.789	1.252	3.452
0.00070	1.039	1.461	1.100	1.849	1.173	2.375	1.231	2.894	1.300	3.582
0.00075	1.075	1.512	1.139	1.913	1.214	2.458	1.274	2.996	1.345	3.708
0.00080	1.110	1.562	1.176	1.976	1.254	2.539	1.316	3.094	1.389	3.829
0.00085	1.145	1.610	1.213	2.037	1.292	2.617	1.357	3.189	1.432	3.947
0.00090	1.178	1.656	1.248	2.096	1.330	2.693	1.396	3.282	1.474	4.062
0.00095	1.210	1.702	1.282	2.154	1.366	2.767	1.434	3.372	1.514	4.173
0.00100	1.241	1.746	1.315	2.209	1.402	2.839	1.471	3.459	1.553	4.281
0.00110	1.302	1.831	1.379	2.317	1.470	2.977	1.543	3.628	1.629	4.490
0.00120	1.360	1.912	1.441	2.420	1.536	3.110	1.612	3.790	1.702	4.690
0.00130	1.416	1.991	1.500	2.519	1.598	3.237	1.678	3.944	1.771	4.882
0.00140	1.469	2.066	1.556	2.614	1.659	3.359	1.741	4.093	1.838	5.066
0.00150	1.521	2.138	1.611	2.706	1.717	3.477	1.802	4.237	1.902	5.244
0.00160	1.570	2.208	1.664	2.795	1.773	3.591	1.861	4.376	1.965	5.416
0.00170	1.619	2.276	1.715	2.881	1.828	3.701				
0.00180	1.666	2.342								
	$e=0.05$ $L_b=0.20$		$e=0.05$ $L_b=0.20$		$e=0.05$ $L_b=0.20$		$e=0.06$ $L_b=0.25$		$e=0.06$ $L_b=0.25$	
			BCC = 4.00m BSC = 2.00m				BCC = 6.00 BSC = 2.00			

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO (3)

DATOS	SECCIONES TIPO 86									
	11		12		13		14		15	
b	1.200		1.200		1.350		1.350		1.500	
d	1.110		1.200		1.250		1.350		1.400	
A	0.34 3.140	0.316 3.600	0.496 4.030	0.511 4.560	0.519 5.040					
r	0.610		0.650		0.690		0.730		0.770	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
f	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.512	1.606	0.537	1.933	0.557	2.245	0.581	2.646	0.600	3.024
0.00015	0.627	1.966	0.658	2.367	0.682	2.750	0.711	3.240	0.735	3.704
0.00020	0.724	2.271	0.759	2.733	0.788	3.175	0.821	3.742	0.849	4.277
0.00025	0.810	2.539	0.849	3.056	0.881	3.550	0.918	4.183	0.949	4.782
0.00030	0.887	2.781	0.930	3.344	0.965	3.889	1.006	4.583	1.039	5.238
0.00035	0.958	3.004	1.004	3.616	1.042	4.200	1.086	4.950	1.123	5.658
0.00040	1.024	3.211	1.074	3.866	1.114	4.491	1.161	5.292	1.200	6.048
0.00045	1.060	3.406	1.139	4.100	1.181	4.763	1.232	5.613	1.273	6.415
0.00050	1.143	3.590	1.201	4.322	1.245	5.021	1.298	5.916	1.342	6.762
0.00055	1.201	3.765	1.259	4.533	1.306	5.266	1.362	6.205	1.407	7.092
0.00060	1.255	3.933	1.315	4.734	1.364	5.500	1.422	6.481	1.470	7.408
0.00065	1.306	4.093	1.369	4.928	1.420	5.724	1.481	6.746	1.530	7.710
0.00070	1.355	4.248	1.420	5.114	1.474	5.940	1.536	7.000	1.580	8.001
0.00075	1.403	4.397	1.470	5.293	1.525	6.149	1.590	7.246	1.643	8.282
0.00080	1.449	4.541	1.519	5.467	1.575	6.351	1.642	7.484	1.697	8.554
0.00085	1.493	4.681	1.565	5.635	1.624	6.546	1.693	7.714	1.749	8.817
0.00090	1.536	4.817	1.611	5.798	1.671	6.736	1.742	7.938	1.800	9.072
0.00095	1.579	4.949	1.655	5.957	1.717	6.920	1.790	8.155	1.849	9.321
0.00100	1.620	5.077	1.698	6.112	1.761	7.100	1.836	8.367	1.897	9.563
0.00110	1.699	5.325	1.781	6.410	1.847	7.447	1.926	8.775	1.990	10.030
0.00120	1.774	5.562	1.860	6.695	1.929	7.778	2.012	9.165	2.079	10.476
0.00130	1.847	5.789	1.936	6.969	2.008	8.095	2.094	9.540	2.163	10.904
0.00140	1.916	6.008	2.009	7.232	2.084	8.401	2.173	9.900	2.245	11.315
0.00150	1.984	6.218	2.079	7.486	2.157	8.696	2.249	10.247	2.324	11.712
0.00160	2.049	6.422								
		$e=0.06$	$e=0.06$		$e=0.07$		$e=0.07$		$e=0.07$	
		$Lb=0.25$	$Lb=0.25$		$Lb=0.30$		$Lb=0.30$		$Lb=0.30$	
		BCC = 6.00m	BCC = 6.00m		BCC = 6.00		BCC = 6.00		BCC = 6.00	
		BSC = 6.00m	BSC = 6.00m		BSC = 6.50		BSC = 6.50		BSC = 6.50	

CAÑALES REVESTIDOS DE CONCRETO (A)

DATOS	SECCIONES TIPO 87									
	16		17		18		19		20	
b	1.500		1.700		1.700		1.850		1.850	
d	1.500		1.550		1.700		1.750		1.850	
A	0.559	5.630	0.444	6.240	0.727	7.230	0.714	7.830	0.747	8.560
r	0.810		0.860		0.920		0.960		1.000	
h	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.623	3.504	0.644	4.018	0.677	4.892	0.695	5.443	0.716	6.129
0.00015	0.763	4.291	0.789	4.921	0.829	5.991	0.851	6.666	0.877	7.506
0.00020	0.981	4.955	0.911	5.682	0.958	6.918	0.983	7.897	1.013	8.667
0.00025	0.985	5.540	1.018	6.353	1.071	7.735	1.099	8.606	1.133	9.690
0.00030	1.079	6.069	1.115	6.959	1.173	8.473	1.204	9.427	1.241	10.615
0.00035	1.115	6.555	1.205	7.517	1.267	9.152	1.300	10.182	1.340	11.466
0.00040	1.241	7.008	1.288	8.036	1.354	9.784	1.390	10.886	1.433	12.258
0.00045	1.32	7.433	1.366	8.523	1.436	10.377	1.474	11.546	1.519	13.001
0.00050	1.39	7.835	1.440	8.984	1.514	10.938	1.554	12.170	1.602	13.704
0.00055	1.46	8.217	1.510	9.422	1.588	11.472	1.630	12.764	1.680	14.373
0.00060	1.52	8.583	1.577	9.841	1.658	11.982	1.702	13.332	1.755	15.012
0.00065	1.58	8.933	1.642	10.243	1.726	12.472	1.772	13.876	1.826	15.625
0.00070	1.64	9.270	1.704	10.630	1.791	12.943	1.839	14.400	1.895	16.215
0.00075	1.70	9.596	1.764	11.003	1.854	13.397	1.903	14.906	1.962	16.784
0.00080	1.76	9.911	1.822	11.364	1.915	13.836	1.966	15.394	2.026	17.335
0.00085	1.81	10.216	1.878	11.714	1.974	14.262	2.020	15.868	2.088	17.868
0.00090	1.87	10.512	1.932	12.053	2.031	14.675	2.085	16.328	2.149	18.386
0.00095	1.91	10.800	1.985	12.384	2.087	15.078	2.142	16.766	2.208	18.890
0.00100	1.970	11.080	2.037	12.705	2.141	15.469	2.198	17.212	2.265	19.381
0.00110	2.036	11.621	2.136	13.325	2.246	16.224	2.305	18.052	2.376	20.327
0.00120	2.158	12.138	2.231	13.918	2.345	16.946	2.408	18.854	2.481	21.231
0.00130	2.116	12.634	2.322	14.486	2.441	17.638	2.506	19.624	2.583	22.098
0.00140	2.231	13.110	2.410	15.033	2.533	18.304				

$e = 0.07$
 $L_b = 0.30$

$e = 0.07$
 $L_b = 0.30$

$e = 0.08$
 $L_b = 0.30$

$e = 0.08$
 $L_b = 0.40$

$e = 0.07$
 $L_b = 0.40$

$b_{cc} = 6.00$
 $b_{sc} = 2.50$

$b_{cc} = 7.00m$
 $b_{sc} = 2.50m$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

(5)

DATOS	SECCIONES TIPO 88										
	21		22								
b	2.000		2.000		2						
d	1.900		2.000		2.002						
A	0.174	9.210	0.152	10.000	10.315	0.174					
r	1.040		1.090		1.1352						
n	0.014		0.014		0.014						
f	1.500		1.500		1.5						
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00010	0.734	6.761	0.754	7.545							
0.00015	0.899	8.281	0.924	9.240							
0.00020	1.038	9.562	1.067	10.670	1.0993	12					
0.00025	1.160	10.691	1.193	11.929							
0.00030	1.271	11.711	1.307	13.068							
0.00035	1.373	12.649	1.411	14.115							
0.00040	1.467	13.523	1.509	15.089							
0.00045	1.557	14.343	1.600	16.005							
0.00050	1.641	15.119	1.687	16.870							
0.00055	1.721	15.857	1.789	17.894							
0.00060	1.797	16.562	1.848	18.481							
0.00065	1.871	17.238	1.924	19.235							
0.00070	1.941	17.889	1.996	19.961							
0.00075	2.009	18.517	2.066	20.662							
0.00080	2.075	19.124	2.134	21.340							
0.00085	2.139	19.713	2.200	21.998							
0.00090	2.201	20.284	2.263	22.634							
0.00095	2.262	20.840	2.325	23.254							
0.00100	2.320	21.382	2.386	23.858							
0.00110	2.434	22.425	2.502	25.023							
0.00120	2.542	23.422	2.614	26.136							
0.00130	2.646	24.379	2.720	27.203							
		$e = 0.08$		$c = 0.08$							
		$lb = 0.40$		$lb = 0.10$							
		$BCC = 7.00m$									
		$BSC = 2.50$									

CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA

DATOS	SECCIONES TIPO 89									
	1		2		3		4		5	
b	0.300		0.450		0.600		0.600		0.750	
d	0.300		0.450		0.500		0.600		0.650	
A	0.220		0.510		0.670		0.900		1.120	
r	0.160		0.240		0.280		0.330		0.360	
n	0.020		0.020		0.020		0.020		0.020	
l	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.149	0.034	0.196	0.099	0.215	0.145	0.237	0.213	0.254	0.285
0.00015	0.183	0.041	0.240	0.121	0.263	0.177	0.290	0.261	0.312	0.349
0.00020	0.211	0.048	0.277	0.140	0.304	0.205	0.335	0.301	0.360	0.403
0.00025	0.236	0.053	0.309	0.157	0.339	0.229	0.375	0.337	0.402	0.451
0.00030	0.259	0.058	0.339	0.171	0.372	0.251	0.410	0.369	0.441	0.494
0.00035	0.279	0.063	0.366	0.185	0.402	0.271	0.443	0.399	0.476	0.534
0.00040	0.299	0.067	0.391	0.198	0.429	0.290	0.474	0.426	0.509	0.570
0.00045	0.317	0.071	0.415	0.210	0.455	0.307	0.502	0.452	0.540	0.605
0.00050	0.334	0.075	0.437	0.221	0.480	0.324	0.530	0.477	0.569	0.638
0.00055	0.350	0.079	0.459	0.232	0.503	0.340	0.555	0.500	0.596	0.669
0.00060	0.366	0.082	0.479	0.243	0.526	0.355	0.580	0.522	0.623	0.699
0.00065	0.381	0.086	0.499	0.252	0.547	0.369	0.604	0.544	0.648	0.727
0.00070	0.395	0.089	0.517	0.262	0.568	0.383	0.627	0.564	0.673	0.755
0.00075	0.409	0.092	0.536	0.271	0.588	0.397	0.649	0.584	0.697	0.781
0.00080	0.422	0.095	0.553	0.280	0.607	0.410	0.670	0.603	0.719	0.807
0.00085	0.435	0.098	0.570	0.289	0.626	0.422	0.691	0.622	0.742	0.831
0.00090	0.448	0.101	0.587	0.297	0.644	0.435	0.711	0.640	0.763	0.856
0.00095	0.460	0.104	0.603	0.305	0.662	0.447	0.730	0.657	0.784	0.879
0.00100	0.472	0.106	0.618	0.313	0.679	0.458	0.749	0.674	0.804	0.902
0.00110	0.495	0.111	0.649	0.328	0.712	0.481	0.786	0.707	0.844	0.946
0.00120	0.517	0.116	0.677	0.343	0.744	0.502	0.821	0.738	0.881	0.988
0.00130	0.538	0.121	0.705	0.357	0.774	0.522	0.854	0.769	0.917	1.028
0.00140	0.559	0.126	0.732	0.370	0.803	0.542	0.886	0.798	0.952	1.067
0.00150	0.578	0.130	0.757	0.383	0.831	0.561	0.917	0.826	0.985	1.105
0.00160	0.597	0.134	0.782	0.396	0.859	0.580	0.947	0.853	1.017	1.141
0.00170	0.616	0.138	0.806	0.408	0.885	0.597	0.977	0.879	1.049	1.176
0.00180	0.633	0.143	0.830	0.420	0.911	0.615	1.005	0.904	1.079	1.210
0.00190	0.651	0.146	0.852	0.432	0.936	0.632	1.032	0.929	1.109	1.243
0.00200	0.668	0.150	0.875	0.443	0.960	0.648	1.059	0.953	1.137	1.275
0.00220	0.700	0.158	0.917	0.463	1.007	0.680	1.111	1.000	1.193	1.338
0.00240	0.731	0.165	0.958	0.485	1.052	0.710	1.160	1.044	1.246	1.397
0.00260	0.761	0.171	0.997	0.505	1.095	0.739	1.208	1.087	1.297	1.454
0.00280	0.790	0.178	1.035	0.524	1.136	0.767	1.253	1.128	1.346	1.509
0.00300	0.818	0.184	1.071	0.542	1.176	0.794	1.297	1.168	1.393	1.562
0.00320	0.844	0.190	1.106	0.560	1.214	0.820	1.340	1.206	1.439	1.613
0.00340	0.870	0.195	1.140	0.577	1.252	0.845	1.381	1.243	1.483	1.663
0.00360	0.896	0.202	1.173	0.594	1.288	0.869	1.421	1.279	1.526	1.711
0.00380	0.920	0.207	1.206	0.610	1.323	0.893	1.460	1.314	1.568	1.758
0.00400	0.944	0.212	1.237	0.626	1.358	0.916	1.498	1.348	1.609	1.804

CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA

DATOS	SECCIONES TIPO 90									
	1		2		3		4		5	
b	0.300		0.450		0.600		0.600		0.750	
d	0.300		0.450		0.500		0.600		0.650	
A	0.220		0.510		0.670		0.900		1.120	
r	0.160		0.240		0.280		0.330		0.360	
n	0.020		0.014		0.020		0.020		0.020	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00420	0.967	0.218	1.267	0.642	1.391	0.939	1.535	1.382	1.648	1.848
0.00440	0.990	0.223	1.297	0.657	1.424	0.961	1.571	1.414	1.687	1.892
0.00460	1.012	0.228	1.326	0.671	1.456	0.983	1.606	1.446		
0.00480	1.034	0.233	1.355	0.686	1.487	1.004				
0.00500	1.056	0.238	1.383	0.700						
0.00520	1.077	0.242	1.410	0.714						
0.00540	1.097	0.247								
0.00560	1.117	0.251								
0.00580	1.137	0.256								

CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA

DATOS	SECCIONES TIPO 91									
	6		7		8		9		10	
b	0.750		0.900		0.900		1.056		1.050	
d	0.750		0.800		0.900		0.950		1.050	
A	1.410		1.680		2.020		2.350		2.760	
r	0.410		0.440		0.490		0.530		0.570	
n	0.020		0.020		0.020		0.020		0.020	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.275	0.386	0.291	0.489	0.310	0.628	0.326	0.766	0.344	0.948
0.00015	0.337	0.473	0.357	0.599	0.390	0.770	0.399	0.938	0.421	1.161
0.00020	0.389	0.547	0.412	0.692	0.439	0.869	0.461	1.083	0.486	1.340
0.00025	0.435	0.611	0.460	0.773	0.491	0.994	0.515	1.211	0.544	1.498
0.00030	0.476	0.669	0.504	0.847	0.527	1.088	0.564	1.326	0.596	1.642
0.00035	0.514	0.723	0.545	0.915	0.581	1.176	0.609	1.433	0.643	1.773
0.00040	0.550	0.773	0.582	0.978	0.621	1.257	0.651	1.532	0.688	1.895
0.00045	0.583	0.820	0.618	1.038	0.658	1.333	0.691	1.624	0.729	2.010
0.00050	0.615	0.864	0.651	1.094	0.694	1.405	0.728	1.712	0.769	2.119
0.00055	0.645	0.906	0.683	1.147	0.728	1.474	0.764	1.796	0.806	2.223
0.00060	0.673	0.947	0.713	1.198	0.760	1.539	0.798	1.876	0.842	2.321
0.00065	0.701	0.985	0.742	1.247	0.791	1.602	0.830	1.952	0.877	2.416
0.00070	0.727	1.022	0.770	1.294	0.821	1.662	0.862	2.026	0.910	2.507
0.00075	0.753	1.058	0.797	1.339	0.850	1.721	0.892	2.097	0.942	2.595
0.00080	0.777	1.093	0.823	1.383	0.878	1.777	0.921	2.166	0.973	2.681
0.00085	0.801	1.127	0.849	1.426	0.905	1.832	0.950	2.233	1.002	2.763
0.00090	0.824	1.159	0.873	1.467	0.931	1.885	0.977	2.297	1.032	2.843
0.00095	0.847	1.191	0.897	1.507	0.956	1.937	1.004	2.360	1.060	2.921
0.00100	0.869	1.222	0.921	1.547	0.981	1.987	1.030	2.422	1.087	2.997
0.00110	0.911	1.282	0.966	1.622	1.029	2.084	1.080	2.540	1.140	3.143
0.00120	0.952	1.339	1.008	1.694	1.075	2.177	1.128	2.653	1.191	3.283
0.00130	0.991	1.393	1.050	1.763	1.119	2.266	1.174	2.761	1.240	3.417
0.00140	1.028	1.446	1.089	1.830	1.161	2.351	1.219	2.865	1.287	3.546
0.00150	1.064	1.497	1.128	1.894	1.202	2.434	1.261	2.966	1.332	3.671
0.00160	1.099	1.547	1.164	1.956	1.241	2.513	1.303	3.063	1.375	3.791
0.00170	1.133	1.593	1.200	2.017	1.279	2.591	1.343	3.157	1.418	3.908
0.00180	1.166	1.640	1.235	2.073	1.316	2.666	1.382	3.249	1.459	4.021
0.00190	1.198	1.685	1.269	2.132	1.353	2.739	1.420	3.338	1.499	4.131
0.00200	1.229	1.728	1.302	2.187	1.388	2.810	1.457	3.425	1.538	4.238
0.00220	1.289	1.813	1.365	2.294	1.455	2.947	1.528	3.592	1.613	4.446
0.00240	1.346	1.893	1.426	2.396	1.520	3.078	1.596	3.752	1.684	4.648
0.00260	1.401	1.971	1.484	2.494	1.582	3.204	1.661	3.905	1.753	4.832
0.00280	1.454	2.045	1.540	2.588	1.642	3.325	1.723	4.052	1.819	5.015
0.00300	1.505	2.117	1.595	2.679	1.700	3.442	1.784	4.194	1.883	5.191
0.00320	1.555	2.186	1.647	2.767	1.755	3.554	1.842	4.332	1.945	5.361
0.00340	1.602	2.253	1.698	2.852	1.809	3.664	1.899	4.465	2.005	5.526
0.00360	1.649	2.319	1.747	2.935	1.862	3.770	1.954	4.595	2.063	5.686
0.00380	1.694	2.383	1.795	3.015	1.913	3.873	2.008	4.721	2.120	5.842
0.00400	1.738	2.446	1.841	3.093	1.962	3.974	2.060	4.843		

CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA

DATOS	SECCIONES TIPO 22									
	11		12		13		14		15	
b	1.200		1.200		1.350		1.350		1.500	
d	1.100		1.200		1.250		1.350		1.400	
A	3.140		3.600		4.030		4.560		5.040	
r	0.610		0.650		0.690		0.730		0.770	
n	0.020		0.020		0.020		0.020		0.020	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.359	1.124	0.376	1.353	0.390	1.572	0.406	1.852	0.420	2.117
0.00015	0.439	1.377	0.460	1.657	0.477	1.925	0.498	2.268	0.514	2.593
0.00020	0.507	1.589	0.531	1.913	0.551	2.223	0.575	2.619	0.594	2.994
0.00025	0.567	1.777	0.594	2.139	0.616	2.485	0.643	2.928	0.664	3.347
0.00030	0.621	1.947	0.651	2.343	0.675	2.722	0.704	3.208	0.727	3.667
0.00035	0.671	2.103	0.703	2.531	0.729	2.940	0.760	3.465	0.786	3.960
0.00040	0.717	2.248	0.752	2.706	0.780	3.143	0.813	3.704	0.840	4.234
0.00045	0.761	2.384	0.797	2.870	0.827	3.334	0.862	3.929	0.891	4.491
0.00050	0.802	2.513	0.840	3.025	0.872	3.514	0.909	4.141	0.939	4.734
0.00055	0.841	2.636	0.881	3.173	0.914	3.686	0.953	4.344	0.985	4.965
0.00060	0.878	2.753	0.921	3.314	0.955	3.850	0.996	4.537	1.029	5.185
0.00065	0.914	2.865	0.958	3.449	0.994	4.007	1.036	4.722	1.071	5.397
0.00070	0.949	2.974	0.994	3.580	1.032	4.158	1.075	4.900	1.111	5.601
0.00075	0.982	3.078	1.029	3.705	1.068	4.304	1.113	5.072	1.150	5.797
0.00080	1.014	3.179	1.067	3.827	1.103	4.445	1.150	5.239	1.189	5.988
0.00085	1.045	3.277	1.096	3.945	1.137	4.582	1.185	5.400	1.225	6.172
0.00090	1.076	3.372	1.127	4.059	1.170	4.715	1.219	5.556	1.260	6.351
0.00095	1.105	3.464	1.158	4.170	1.202	4.844	1.253	5.709	1.295	6.525
0.00100	1.134	3.554	1.188	4.278	1.233	4.970	1.285	5.857	1.328	6.694
0.00110	1.189	3.728	1.246	4.487	1.293	5.213	1.348	6.143	1.393	7.021
0.00120	1.242	3.893	1.302	4.687	1.351	5.444	1.408	6.416	1.455	7.333
0.00130	1.293	4.052	1.355	4.878	1.406	5.667	1.466	6.578	1.514	7.633
0.00140	1.341	4.205	1.406	5.062	1.459	5.881	1.521	6.930	1.572	7.921
0.00150	1.388	4.353	1.456	5.240	1.510	6.087	1.574	7.173	1.627	8.199
0.00160	1.434	4.496	1.503	5.412	1.559	6.287	1.626	7.408	1.680	8.468
0.00170	1.478	4.634	1.550	5.578	1.607	6.480	1.676	7.636	1.732	8.728
0.00180	1.521	4.768	1.594	5.740	1.654	6.668	1.725	7.858	1.782	8.981
0.00190	1.563	4.899	1.638	5.897	1.699	6.851	1.772	8.073	1.831	9.227
0.00200	1.603	5.026	1.681	6.051	1.744	7.029	1.818	8.283	1.878	9.467
0.00220	1.682	5.272	1.763	6.346	1.829	7.372	1.907	8.687	1.970	9.929
0.00240	1.756	5.506	1.841	6.628	1.910	7.700	1.991	9.073	2.058	10.371
0.00260	1.828	5.731	1.916	6.899	1.988	8.014	2.073	9.444	2.142	10.794
0.00280	1.897	5.947	1.989	7.159	2.063	8.317	2.151	9.800	2.223	11.202
0.00300	1.964	6.156	2.058	7.411	2.135	8.608	2.226	10.144	2.301	11.595
0.00320	2.028	6.358	2.126	7.654	2.205	8.891	2.299	10.477	2.376	11.975
0.00340	2.090	6.554	2.191	7.889	2.273	9.164	2.370	10.799	2.449	12.344
0.00360	2.151	6.744	2.255	8.118	2.339	9.430	2.439	11.113		
0.00380	2.210	6.928								

CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA

DATOS	SECCIONES TIPO 93									
	16		17		18		19		20	
b	1.500		1.700		1.700		1.850		1.850	
d	1.500		1.550		1.700		1.750		1.850	
A	5.630		6.240		7.230		7.830		8.560	
r	0.810		0.860		0.920		0.960		1.000	
n	0.020		0.020		0.020		0.020		0.020	
f	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.436	2.453	0.451	2.812	0.474	3.424	0.487	3.810	0.501	4.290
0.00015	0.534	3.004	0.532	3.445	0.580	4.194	0.596	4.666	0.614	5.254
0.00020	0.617	3.469	0.638	3.977	0.670	4.643	0.688	5.388	0.709	6.067
0.00025	0.689	3.878	0.713	4.447	0.749	5.414	0.769	6.024	0.793	6.783
0.00030	0.755	4.248	0.781	4.871	0.821	5.931	0.843	6.599	0.868	7.431
0.00035	0.816	4.589	0.843	5.262	0.887	6.408	0.910	7.128	0.938	8.026
0.00040	0.872	4.905	0.902	5.625	0.948	6.849	0.973	7.620	1.003	8.580
0.00045	0.925	5.203	0.956	5.966	1.005	7.264	1.032	8.082	1.064	9.101
0.00050	0.975	5.484	1.008	6.289	1.060	7.657	1.088	8.519	1.121	9.593
0.00055	1.023	5.752	1.057	6.596	1.112	8.031	1.141	8.935	1.176	10.061
0.00060	1.068	6.008	1.104	6.889	1.161	8.388	1.192	9.332	1.228	10.509
0.00065	1.122	6.253	1.149	7.170	1.208	8.730	1.240	9.713	1.278	10.988
0.00070	1.154	6.489	1.193	7.441	1.254	9.060	1.287	10.080	1.327	11.351
0.00075	1.194	6.717	1.235	7.702	1.298	9.378	1.332	10.434	1.373	11.749
0.00080	1.233	6.937	1.275	7.955	1.341	9.685	1.376	10.776	1.418	12.134
0.00085	1.271	7.151	1.314	8.200	1.382	9.983	1.418	11.108	1.462	12.508
0.00090	1.308	7.358	1.352	8.437	1.422	10.273	1.460	11.430	1.504	12.870
0.00095	1.344	7.560	1.389	8.668	1.461	10.554	1.500	11.743	1.545	13.223
0.00100	1.379	7.756	1.426	8.894	1.499	10.829	1.538	12.048	1.586	13.567
0.00110	1.446	8.135	1.495	9.328	1.572	11.357	1.614	12.636	1.663	14.229
0.00120	1.510	8.497	1.562	9.743	1.642	11.862	1.685	13.198	1.737	14.862
0.00130	1.572	8.843	1.625	10.140	1.709	12.346	1.754	13.737	1.808	15.468
0.00140	1.632	9.177	1.687	10.523	1.773	12.812	1.820	14.255	1.878	16.052
0.00150	1.689	9.499	1.746	10.892	1.836	13.262	1.884	14.756	1.942	16.616
0.00160	1.744	9.811	1.803	11.250	1.896	13.697	1.946	15.240	2.006	17.161
0.00170	1.798	10.117	1.859	11.596	1.954	14.119	2.006	15.709	2.067	17.689
0.00180	1.850	10.406	1.913	11.932	2.011	14.528	2.064	16.164	2.127	18.202
0.00190	1.901	10.691	1.965	12.259	2.066	14.926	2.121	16.607	2.186	18.700
0.00200	1.950	10.969	2.016	12.576	2.120	15.314	2.176	17.039	2.242	19.186
0.00220	2.045	11.504	2.114	13.191	2.223	16.061	2.282	17.870	2.352	20.123
0.00240	2.136	12.016	2.208	13.778	2.322	16.775	2.383	18.665	2.456	21.017
0.00260	2.223	12.507	2.295	14.341	2.417	17.460	2.481	19.427	2.557	21.876
0.00280	2.307	12.979	2.385	14.882	2.508	18.120	2.574	20.160	2.653	22.701
0.00300	2.388	13.434	2.469	15.404	2.596	18.756	2.655	20.868	2.746	23.498
0.00320	2.467	13.875	2.550	15.909	2.681	19.371	2.752	21.552	2.836	24.269
0.00340	2.543	14.302								

CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA										
DATOS	SECCIONES TIPO 94									
	21		22							
b	2.000		2.000							
d	1.900		2.000							
A	9.210		10.000							
r	1.040		1.090							
n	0.020		0.020							
t	1.500		1.500							
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.514	4.733	0.528	5.281						
0.00015	0.629	5.797	0.647	6.468						
0.00020	0.726	6.693	0.747	7.469						
0.00025	0.812	7.484	0.835	8.350						
0.00030	0.890	8.190	0.915	9.147						
0.00035	0.961	8.855	0.988	9.880						
0.00040	1.027	9.466	1.056	10.563						
0.00045	1.090	10.040	1.120	11.203						
0.00050	1.148	10.583	1.181	11.809						
0.00055	1.205	11.100	1.239	12.386						
0.00060	1.258	11.593	1.294	12.936						
0.00065	1.309	12.067	1.346	13.465						
0.00070	1.359	12.522	1.397	13.973						
0.00075	1.407	12.962	1.446	14.463						
0.00080	1.453	13.387	1.494	14.938						
0.00085	1.497	13.799	1.540	15.397						
0.00090	1.541	14.199	1.584	15.844						
0.00095	1.583	14.588	1.627	16.278						
0.00100	1.624	14.967	1.670	16.701						
0.00110	1.703	15.698	1.752	17.516						
0.00120	1.779	16.396	1.829	18.295						
0.00130	1.852	17.065	1.904	19.042						
0.00140	1.922	17.709	1.976	19.761						
0.00150	1.989	18.331	2.045	20.454						
0.00160	2.054	18.932	2.113	21.125						
0.00170	2.118	19.515	2.178	21.775						
0.00180	2.179	20.080	2.241	22.407						
0.00190	2.239	20.631	2.302	23.021						
0.00200	2.297	21.167	2.362	23.619						
0.00220	2.409	22.200	2.477	24.771						
0.00240	2.516	23.187	2.587	25.873						
0.00260	2.619	24.134	2.691	26.929						
0.00280	2.718	25.045	2.795	27.946						
0.00300	2.813	25.921	2.891	28.927						
0.00320	2.905	26.774								

CANTILLES REVESTIDOS DE CARBOSUFRITA...				TABLA 1.3.1				
DATOS	S E C C I O N		T I P O		109			
	1	2	3	4	5	6		
b	0.70	0.70	0.50	0.50				
d	0.35	0.40	0.45	0.50				
A	0.324	0.40	0.529	0.625				
P	1.662	1.842	2.123	2.393				
r	0.195	0.2172	0.2492	0.2754				
n	0.023	0.023	0.023	0.023				
S	V	Q	V	Q	V	Q		
0.00010	0.146	0.047	0.157	0.063	0.172	0.091	0.132	0.111
0.00015	0.179	0.058	0.192	0.077	0.211	0.112	0.223	0.136
0.00020	0.207	0.067	0.222	0.089	0.243	0.129	0.258	0.161
0.00025	0.231	0.075	0.248	0.099	0.272	0.144	0.288	0.18
0.00030	0.253	0.082	0.272	0.109	0.299	0.158	0.316	0.198
0.00035	0.274	0.089	0.294	0.118	0.322	0.170	0.341	0.213
0.00040	0.292	0.095	0.314	0.126	0.344	0.182	0.365	0.228
0.00045	0.310	0.100	0.333	0.133	0.365	0.193	0.387	0.242
0.00050	0.327	0.106	0.351	0.140	0.385	0.204	0.403	0.258
0.00055	0.343	0.111	0.368	0.147	0.404	0.215	0.427	0.271
0.00060	0.358	0.116	0.385	0.154	0.422	0.223	0.447	0.277
0.00065	0.373	0.121	0.401	0.160	0.439	0.232	0.465	0.291
0.00070	0.387	0.125	0.416	0.166	0.456	0.241	0.482	0.301
0.00075	0.400	0.130	0.430	0.172	0.472	0.250	0.499	0.317
0.00080	0.414	0.134	0.444	0.178	0.487	0.258	0.516	0.323
0.00085	0.426	0.138	0.458	0.183	0.502	0.266	0.531	0.332
0.00090	0.439	0.142	0.471	0.188	0.517	0.273	0.547	0.342
0.00095	0.451	0.146	0.484	0.194	0.531	0.281	0.562	0.351
0.00100	0.463	0.150	0.497	0.199	0.545	0.288	0.577	0.361
0.00110	0.485	0.157	0.521	0.208	0.571	0.302	0.605	0.378
0.00120	0.507	0.164	0.544	0.218	0.597	0.316	0.632	0.395
0.00130	0.527	0.171	0.566	0.226	0.621	0.329	0.657	0.411
0.00140	0.547	0.177	0.588	0.235	0.644	0.341	0.682	0.426
0.00150	0.566	0.183	0.608	0.243	0.667	0.353	0.706	0.441
0.00160	0.585	0.189	0.628	0.251	0.689	0.364	0.729	0.454
0.00170	0.603	0.195	0.648	0.259	0.710	0.376	0.751	0.468
0.00180	0.620	0.201	0.667	0.267	0.731	0.387	0.773	0.481
0.00190	0.637	0.206	0.685	0.274	0.751	0.397	0.794	0.495
0.00200	0.654	0.212	0.702	0.281	0.770	0.407	0.815	0.507
0.00220	0.686	0.222	0.737	0.295	0.808	0.427	0.855	0.534
0.00240	0.716	0.232	0.769	0.308	0.843	0.446	0.893	0.556
0.00260	0.746	0.242	0.801	0.320	0.877	0.464	0.929	0.577

amb.

CANALES RECTANGULARES DE MAMPUESTA.-								T.MED 1:5:1	
DATOS	S E C C I O N T I P O III								
	5		6		7		8		
b	0.60	0.60	0.60	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	
d	0.55	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.65	0.65	
A	0.784	0.90	0.90	0.99	0.99	0.99	1.122	1.122	
P	2.583	2.763	2.763	2.913	2.913	2.913	3.207	3.207	
r	0.3035	0.3257	0.3257	0.3359	0.3359	0.3359	0.3525	0.3525	
R	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00010	0.196	0.154	0.206	0.185	0.212	0.210	0.221	0.236	
0.00015	0.241	0.189	0.252	0.227	0.259	0.257	0.271	0.286	
0.00020	0.278	0.218	0.291	0.252	0.299	0.297	0.313	0.331	
0.00025	0.310	0.243	0.325	0.293	0.335	0.332	0.345	0.362	
0.00030	0.340	0.267	0.356	0.320	0.367	0.363	0.383	0.400	
0.00035	0.367	0.288	0.385	0.347	0.395	0.392	0.410	0.426	
0.00040	0.393	0.308	0.412	0.371	0.423	0.419	0.442	0.458	
0.00045	0.417	0.327	0.437	0.393	0.449	0.445	0.469	0.500	
0.00050	0.439	0.344	0.460	0.414	0.473	0.468	0.491	0.554	
0.00055	0.460	0.361	0.483	0.435	0.497	0.492	0.518	0.581	
0.00060	0.481	0.377	0.504	0.454	0.519	0.514	0.542	0.605	
0.00065	0.501	0.393	0.525	0.473	0.540	0.535	0.564	0.630	
0.00070	0.519	0.407	0.545	0.491	0.560	0.554	0.585	0.655	
0.00075	0.536	0.422	0.564	0.508	0.580	0.574	0.606	0.680	
0.00080	0.553	0.435	0.582	0.524	0.599	0.593	0.625	0.701	
0.00085	0.573	0.449	0.600	0.540	0.617	0.611	0.645	0.723	
0.00090	0.589	0.462	0.617	0.555	0.635	0.629	0.663	0.746	
0.00095	0.605	0.474	0.635	0.572	0.653	0.646	0.682	0.769	
0.00100	0.621	0.487	0.651	0.586	0.670	0.663	0.700	0.785	
0.00110	0.651	0.510	0.683	0.615	0.702	0.695	0.733	0.822	
0.00120	0.680	0.533	0.713	0.642	0.733	0.726	0.765	0.850	
0.00130	0.708	0.555	0.742	0.668	0.764	0.756	0.797	0.890	
0.00140	0.734	0.575	0.770	0.693	0.792	0.784	0.827	0.922	
0.00150	0.760	0.596	0.797	0.717	0.820	0.812	0.856	0.961	
0.00160	0.785	0.615	0.823	0.741	0.847	0.839	0.884	0.992	
0.00170	0.809	0.634	0.849	0.764	0.873	0.864	0.912	1.023	
0.00180	0.833	0.653	0.873	0.786	0.898	0.889	0.938	1.052	
0.00190	0.856	0.671	0.897	0.807	0.923	0.914	0.964	1.082	
0.00200	0.878	0.688	0.920	0.828	0.947	0.938	0.993	1.110	
0.00220	0.921	0.722	0.966	0.869	0.993	0.983	1.037	1.170	
0.00240	0.962	0.754	1.002	0.907	1.037	1.027	1.083	1.215	
0.00260	1.003	0.785	1.049	0.944	1.080	1.069	1.127	1.264	

amb.

CANALES REVESTIDOS DE MAESTRERIA.								TAMBO 1:5:1		112	
DATOS	S E C C I O N				T I P O						
	5		6		7		8				
b	0.60		0.60		0.75		0.75				
d	0.55		0.60		0.60		0.65				
A	0.784		0.90		0.99		1.122				
P	2.583		2.763		2.913		3.093				
r	0.3035		0.3257		0.3399		0.3626				
n	0.023		0.023		0.023		0.023				
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q			
0.00280	1.039	0.815	1.089	0.980	1.121	1.110	1.170	1.313			
0.00300	1.076	0.844	1.128	1.015	1.160	1.148	1.211	1.355			
0.00320	1.111	0.871	1.164	1.048	1.198	1.186	1.251	1.401			
0.00340	1.145	0.898	1.200	1.080	1.235	1.223	1.289	1.446			
0.00360	1.178	0.924	1.235	1.112	1.270	1.257	1.327	1.489			
0.00380	1.210	0.949	1.269	1.142	1.305	1.292	1.363	1.529			
0.00400	1.242	0.974	1.302	1.172	1.339	1.326	1.398	1.569			
0.00420	1.273	0.998	1.334	1.201	1.372	1.358	1.433	1.608			
0.00440	1.302	1.021	1.365	1.229	1.404	1.390	1.466	1.645			
0.00460	1.332	1.044	1.395	1.256	1.436	1.422	1.499	1.682			
0.00480	1.360	1.066	1.426	1.283	1.467	1.452	1.532	1.719			
0.00500	1.388	1.088	1.455	1.310	1.497	1.482	1.563	1.754			
0.00520	1.416	1.110	1.484	1.336	1.527	1.512	1.594	1.788			
0.00540	1.450	1.137	1.520	1.368	1.564	1.548					
0.00560	1.469	1.152									

CANALES REVESTIDOS DE ENTOSTRUCIA. - WIND 1.5:1								
DATOS	S E C C I O N				T I P O			
	9	10	11	12	9	10	11	12
b	0.75	0.75	0.90	0.90	0.75	0.75	0.90	0.90
d	0.70	0.75	0.75	0.75	0.70	0.75	0.75	0.75
A	1.260	1.407	1.519	1.519	1.260	1.407	1.519	1.519
P	3.274	3.454	3.604	3.604	3.274	3.454	3.604	3.604
r	0.3848	0.4073	0.4215	0.4215	0.3848	0.4073	0.4215	0.4215
n	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023
S	-V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.230	0.290	0.239	0.336	0.244	0.371	0.253	0.425
0.00015	0.282	0.355	0.293	0.412	0.299	0.454	0.310	0.521
0.00020	0.325	0.410	0.338	0.476	0.345	0.526	0.355	0.601
0.00025	0.364	0.459	0.378	0.532	0.386	0.586	0.405	0.672
0.00030	0.398	0.501	0.414	0.582	0.423	0.643	0.438	0.735
0.00035	0.430	0.543	0.447	0.629	0.457	0.694	0.473	0.795
0.00040	0.460	0.580	0.478	0.673	0.489	0.743	0.506	0.850
0.00045	0.488	0.615	0.507	0.713	0.519	0.788	0.537	0.902
0.00050	0.514	0.648	0.534	0.751	0.547	0.831	0.566	0.951
0.00055	0.539	0.679	0.560	0.780	0.573	0.870	0.593	0.996
0.00060	0.564	0.711	0.585	0.823	0.599	0.910	0.620	1.042
0.00065	0.587	0.740	0.609	0.857	0.623	0.946	0.645	1.084
0.00070	0.609	0.767	0.632	0.889	0.647	0.983	0.670	1.126
0.00075	0.630	0.794	0.654	0.920	0.669	1.016	0.693	1.164
0.00080	0.651	0.820	0.676	0.951	0.692	1.051	0.716	1.203
0.00085	0.671	0.845	0.697	0.981	0.713	1.083	0.738	1.240
0.00090	0.690	0.869	0.717	1.009	0.733	1.113	0.759	1.275
0.00095	0.709	0.893	0.737	1.037	0.754	1.145	0.780	1.310
0.00100	0.728	0.917	0.756	1.064	0.773	1.174	0.801	1.345
0.00110	0.763	0.961	0.792	1.114	0.811	1.232	0.839	1.410
0.00120	0.797	1.004	0.828	1.165	0.847	1.287	0.877	1.473
0.00130	0.829	1.045	0.862	1.213	0.881	1.338	0.912	1.532
0.00140	0.861	1.085	0.894	1.258	0.915	1.390	0.947	1.591
0.00150	0.891	1.123	0.925	1.301	0.947	1.438	0.980	1.646
0.00160	0.920	1.159	0.956	1.345	0.978	1.486	1.012	1.700
0.00170	0.948	1.194	0.985	1.386	1.008	1.531	1.043	1.752
0.00180	0.976	1.230	1.014	1.427	1.037	1.575	1.074	1.804
0.00190	1.003	1.264	1.041	1.468	1.065	1.618	1.103	1.855
0.00200	1.029	1.297	1.068	1.503	1.093	1.660	1.130	1.902
0.00220	1.079	1.360	1.121	1.577	1.147	1.742	1.187	1.986
0.00240	1.127	1.420	1.170	1.643	1.197	1.818	1.243	2.063
0.00260	1.173	1.478	1.218	1.711	1.246	1.893	1.298	2.137

amb.

CANALES REVESTIDOS DE BAMBOCERÍA.- ANNO 1.5:1 114								
DATOS	SECCION TIPO							
	9		10		11		12	
b	0.75		0.75		0.90		0.90	
d	0.70		0.75		0.75		0.80	
A	1.260		1.407		1.519		1.620	
P	3.274		3.454		3.604		3.784	
r	0.3848		0.4073		0.4215		0.444	
n	0.023		0.023		0.023		0.023	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00280	1.217	1.533	1.264	1.778	1.294	1.966	1.339	2.249
0.00300	1.260	1.586	1.309	1.842	1.339	2.034	1.386	2.322
0.00320	1.301	1.639	1.352	1.902	1.383	2.101	1.431	2.404
0.00340	1.341	1.690	1.393	1.960	1.425	2.165	1.475	2.475
0.00360	1.380	1.739	1.433	2.016	1.467	2.228	1.518	2.550
0.00380	1.418	1.787	1.473	2.073	1.507	2.289	1.560	2.621
0.00400	1.455	1.833	1.511	2.126	1.546	2.348	1.602	2.696
0.00420	1.491	1.879	1.548	2.178	1.584	2.406	1.640	2.755
0.00440	1.526	1.923	1.585	2.230	1.621	2.462	1.678	2.815
0.00460	1.560	1.966	1.620	2.279	1.658	2.519	1.716	2.883
0.00480	1.593	2.007	1.655	2.329	1.693	2.572	1.753	2.945
0.00500	1.626	2.048	1.689	2.376	1.728	2.625		
0.00520	1.659	2.090						

TABLAS REVERTIDAS DE LA FOSFENIA.-

SERIE 1.001 IIS'

DATOS	S E C C I O N T I P O							
	13		14		15		16	
b	0.90		0.90		1.05		1.05	
d	0.85		0.90		0.90		0.95	
A	1.849		2.025		2.160		2.352	
P	3.965		4.145		4.295		4.475	
r	0.4663		0.4885		0.5029		0.5255	
n	0.022		0.022		0.022		0.022	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.273	0.505	0.282	0.571	0.287	0.620	0.295	0.666
0.00015	0.335	0.619	0.345	0.699	0.352	0.760	0.363	0.856
0.00020	0.387	0.716	0.399	0.808	0.407	0.879	0.419	0.985
0.00025	0.432	0.799	0.446	0.903	0.454	0.981	0.466	1.101
0.00030	0.473	0.875	0.488	0.988	0.498	1.076	0.513	1.207
0.00035	0.511	0.945	0.528	1.069	0.538	1.162	0.534	1.303
0.00040	0.547	1.011	0.565	1.142	0.575	1.242	0.592	1.392
0.00045	0.580	1.072	0.598	1.211	0.610	1.318	0.635	1.477
0.00050	0.611	1.130	0.630	1.276	0.643	1.389	0.662	1.557
0.00055	0.641	1.185	0.661	1.339	0.674	1.456	0.694	1.632
0.00060	0.670	1.239	0.691	1.399	0.704	1.521	0.725	1.705
0.00065	0.697	1.293	0.719	1.456	0.733	1.583	0.755	1.776
0.00070	0.723	1.337	0.746	1.511	0.761	1.644	0.783	1.842
0.00075	0.749	1.385	0.772	1.563	0.787	1.702	0.811	1.927
0.00080	0.773	1.429	0.798	1.616	0.813	1.756	0.838	1.971
0.00085	0.797	1.474	0.822	1.665	0.838	1.810	0.863	2.030
0.00090	0.820	1.516	0.846	1.713	0.862	1.862	0.888	2.089
0.00095	0.843	1.559	0.869	1.760	0.886	1.914	0.913	2.147
0.00100	0.865	1.599	0.892	1.806	0.909	1.965	0.937	2.204
0.00110	0.907	1.677	0.935	1.893	0.953	2.058	0.979	2.310
0.00120	0.947	1.751	0.977	1.978	0.996	2.151	1.025	2.413
0.00130	0.986	1.823	1.017	2.059	1.037	2.240	1.068	2.512
0.00140	1.023	1.892	1.055	2.136	1.076	2.324	1.108	2.606
0.00150	1.059	1.958	1.092	2.211	1.113	2.404	1.147	2.698
0.00160	1.093	2.021	1.128	2.284	1.150	2.484	1.184	2.785
0.00170	1.127	2.084	1.163	2.355	1.185	2.560	1.221	2.872
0.00180	1.160	2.145	1.195	2.422	1.220	2.635	1.256	2.954
0.00190	1.193	2.202	1.225	2.489	1.253	2.706	1.290	3.034
0.00200	1.227	2.259	1.261	2.553	1.285	2.776	1.324	3.114
0.00220	1.283	2.370	1.323	2.679	1.348	2.912	1.367	3.267
0.00240	1.333	2.476	1.363	2.797	1.409	3.041	1.410	3.410
0.00260	1.384	2.578	1.403	2.912	1.466	3.167	1.453	3.549

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA.-		TUBOS 1:2:1		116				
DATOS	S E C C I O N				T I P O			
	13	14	15	16				
b	0.90	0.90	1.05	1.05				
d	0.85	0.90	0.92	0.95				
A	1.849	2.025	2.160	2.352				
P	3.065	4.145	4.295	4.675				
r	0.4663	0.4885	0.5029	0.5256				
n	0.022	0.022	0.022	0.022				
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00260	1.446	2.674	1.492	3.021	1.521	3.285	1.567	3.680
0.00300	1.497	2.768	1.545	3.129	1.575	3.402	1.622	3.815
0.00320	1.546	2.859	1.595	3.230	1.626	3.512	1.675	3.940
0.00340	1.594	2.947	1.644	3.329	1.676	3.620	1.726	4.060
0.00360	1.640	3.032	1.692	3.426	1.725	3.725	1.776	4.172
0.00380	1.685	3.116	1.738	3.519	1.772	3.828	1.825	4.292
0.00400	1.728	3.195	1.783	3.611	1.818	3.927	1.872	4.403
0.00420	1.771	3.275	1.827	3.700	1.863	4.024	1.919	4.513
0.00440	1.813	3.352	1.870	3.787				

CANALES REVESTIDOS DE MAMPUESTA. - ESCALA 1:5:1 117								
DATOS	SECCION TIPO							
	17		18		19		20	
b	1.05		1.05		1.20		1.20	
d	1.00		1.05		1.05		1.20	
A	2.550		2.757		2.916		3.135	
P	4.656		4.836		4.986		5.166	
r	0.5477		0.5701		0.5874		0.6069	
n	0.022		0.022		0.022		0.022	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.304	0.775	0.313	0.863	0.318	0.927	0.326	1.022
0.00015	0.373	0.951	0.383	1.056	0.389	1.136	0.399	1.231
0.00020	0.430	1.097	0.442	1.210	0.449	1.308	0.461	1.463
0.00025	0.485	1.227	0.494	1.362	0.502	1.463	0.515	1.615
0.00030	0.527	1.344	0.541	1.492	0.550	1.603	0.564	1.768
0.00035	0.569	1.451	0.585	1.613	0.594	1.731	0.610	1.912
0.00040	0.609	1.553	0.625	1.723	0.635	1.850	0.652	2.047
0.00045	0.646	1.647	0.663	1.828	0.674	1.964	0.691	2.186
0.00050	0.680	1.734	0.699	1.927	0.710	2.069	0.728	2.325
0.00055	0.714	1.821	0.733	2.021	0.745	2.171	0.764	2.395
0.00060	0.745	1.900	0.766	2.112	0.778	2.267	0.798	2.502
0.00065	0.776	1.979	0.797	2.197	0.810	2.360	0.831	2.609
0.00070	0.805	2.053	0.827	2.280	0.841	2.451	0.862	2.702
0.00075	0.833	2.124	0.856	2.360	0.870	2.539	0.892	2.795
0.00080	0.861	2.196	0.884	2.437	0.899	2.620	0.922	2.880
0.00085	0.887	2.262	0.911	2.512	0.926	2.698	0.950	2.968
0.00090	0.913	2.328	0.938	2.586	0.953	2.777	0.977	3.063
0.00095	0.938	2.392	0.963	2.655	0.980	2.856	1.004	3.163
0.00100	0.963	2.456	0.989	2.727	1.005	2.929	1.031	3.263
0.00110	1.009	2.573	1.037	2.859	1.056	3.071	1.081	3.399
0.00120	1.054	2.688	1.083	2.986	1.101	3.208	1.129	3.539
0.00130	1.097	2.797	1.127	3.107	1.146	3.339	1.175	3.681
0.00140	1.139	2.904	1.169	3.223	1.189	3.465	1.219	3.822
0.00150	1.178	3.004	1.210	3.336	1.231	3.587	1.262	3.965
0.00160	1.217	3.103	1.250	3.446	1.271	3.704	1.303	4.085
0.00170	1.255	3.200	1.288	3.551	1.310	3.817	1.343	4.210
0.00180	1.293	3.292	1.326	3.656	1.348	3.928	1.382	4.332
0.00190	1.326	3.381	1.362	3.755	1.385	4.036	1.422	4.452
0.00200	1.363	3.471	1.398	3.854	1.421	4.141	1.457	4.569
0.00220	1.427	3.639	1.466	4.042	1.490	4.342	1.528	4.750
0.00240	1.491	3.802	1.531	4.221	1.557	4.527	1.596	5.003
0.00260	1.551	3.955	1.593	4.392	1.620	4.721	1.661	5.207

CANALES REVERTIDOS DE NAVIGACION. TABLA 1.5.1 118

DATOS	SECCION TIPO							
	17	18	19	20				
b	1.05	1.05	1.20	1.20				
d	1.00	1.05	1.05	1.10				
A	2.550	2.757	2.314	3.135				
P	4.656	4.836	4.986	5.156				
r	0.5477	0.5701	0.5864	0.6054				
n	0.022	0.022	0.022	0.022				
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00280	1.610	4.106	1.654	4.560	1.687	4.292	1.724	5.470
0.00300	1.657	4.251	1.712	4.720	1.743	5.073	1.784	5.513
0.00320	1.721	4.389	1.768	4.874	1.797	5.236	1.843	5.727
0.00340	1.774	4.524	1.822	5.023	1.853	5.400	1.900	5.985
0.00360	1.826	4.656	1.875	5.169	1.906	5.554	1.955	6.182
0.00380	1.876	4.784	1.926	5.310	1.958	5.706	2.008	6.230
0.00400	1.924	4.905	1.976	5.448	2.009	5.854	2.060	6.452
0.00420	1.972	5.029	2.025	5.583				

CANALES REVESTIDOS DE MAPOSTERRIA.-					TABLA 1.5:1 119			
DATOS	S E C C I O N T I P O							
	21		22		23		24	
b	1.23		1.20		1.35		1.35	
d	1.15		1.20		1.20		1.25	
A	3.364		3.500		3.780		4.032	
P	5.346		5.527		5.677		5.857	
r	0.6293		0.6513		0.6658		0.6824	
n	0.022		0.022		0.022		0.022	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.334	1.124	0.342	1.231	0.347	1.312	0.354	1.427
0.00015	0.405	1.376	0.418	1.505	0.425	1.607	0.434	1.750
0.00020	0.472	1.588	0.483	1.739	0.490	1.852	0.501	2.020
0.00025	0.528	1.776	0.540	1.944	0.548	2.071	0.560	2.253
0.00030	0.578	1.944	0.592	2.131	0.600	2.268	0.614	2.476
0.00035	0.625	2.103	0.639	2.300	0.648	2.449	0.663	2.672
0.00040	0.668	2.247	0.683	2.459	0.693	2.620	0.708	2.854
0.00045	0.708	2.382	0.725	2.610	0.735	2.778	0.752	3.032
0.00050	0.746	2.509	0.764	2.750	0.775	2.930	0.792	3.193
0.00055	0.781	2.634	0.801	2.884	0.813	3.073	0.831	3.351
0.00060	0.816	2.752	0.837	3.013	0.849	3.209	0.868	3.500
0.00065	0.851	2.863	0.871	3.136	0.884	3.342	0.904	3.645
0.00070	0.883	2.970	0.904	3.254	0.917	3.466	0.919	3.782
0.00075	0.914	3.075	0.935	3.366	0.949	3.587	0.971	3.915
0.00080	0.944	3.178	0.966	3.478	0.981	3.708	1.002	4.040
0.00085	0.973	3.273	0.996	3.586	1.011	3.822	1.033	4.167
0.00090	1.001	3.367	1.025	3.690	1.040	3.931	1.063	4.286
0.00095	1.029	3.462	1.053	3.791	1.069	4.041	1.093	4.407
0.00100	1.056	3.552	1.081	3.892	1.097	4.147	1.121	4.520
0.00110	1.107	3.724	1.133	4.079	1.150	4.347	1.175	4.733
0.00120	1.157	3.892	1.183	4.259	1.201	4.540	1.228	4.951
0.00130	1.204	4.050	1.232	4.435	1.250	4.725	1.275	5.153
0.00140	1.249	4.202	1.278	4.601	1.297	4.903	1.326	5.346
0.00150	1.293	4.350	1.323	4.763	1.342	5.073	1.372	5.532
0.00160	1.335	4.491	1.366	4.918	1.386	5.239	1.417	5.713
0.00170	1.376	4.629	1.408	5.069	1.429	5.402	1.461	5.891
0.00180	1.416	4.763	1.449	5.216	1.471	5.560	1.504	6.064
0.00190	1.455	4.895	1.489	5.360	1.511	5.712	1.545	6.228
0.00200	1.493	5.022	1.527	5.497	1.550	5.859	1.585	6.391
0.00220	1.566	5.268	1.602	5.767	1.626	6.146	1.662	6.701
0.00240	1.635	5.500	1.673	6.023	1.698	6.418	1.736	7.000
0.00260	1.702	5.726	1.742	6.271	1.767	6.679	1.807	7.285

CAMBIOS REVENTIDOS DE MAESTRERIA.-										ESCALA 1:5:1 120	
DATOS	S E C C I O N				T I P O						
	21		22		23		24				
D	1.20		1.20		1.35		1.35				
d	1.15		1.20		1.20		1.25				
A	3.354		3.600		3.750		4.032				
P	5.346		5.527		5.677		5.857				
r	0.6293		0.6513		0.6658		0.6804				
n	0.022		0.022		0.022		0.022				
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q			
0.00260	1.767	5.944	1.807	6.505	1.834	6.933	1.875	7.560			
0.00300	1.829	6.153	1.871	6.736	1.899	7.178	1.941	7.826			
0.00320	1.888	6.351	1.932	6.955	1.961	7.413	2.005	8.081			
0.00340	1.946	6.546	1.992	7.171	2.021	7.634	2.066	8.330			
0.00360	2.003	6.733	2.049	7.376	2.079	7.859	2.126	8.572			
0.00380	2.058	6.923	2.105	7.578	2.136	8.074	2.184	8.806			
0.00400	2.111	7.101	2.160	7.776							

CANALES REVESTIDOS DE MAESTRERIA.-									Escala 1:5:1 (Z)	
DATOS	SECCION TIPO									
	25		26		27		28			
b	1.35		1.35		1.50		1.50			
d	1.30		1.35		1.35		1.40			
A	4.290		4.557		4.764		5.050			
P	6.037		6.218		6.362		6.542			
r	0.7106		0.7329		0.7481		0.7697			
n	0.022		0.022		0.021		0.021			
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q		
0.00010	0.362	1.553	0.369	1.682	0.372	1.867	0.400	2.016		
0.00015	0.443	1.900	0.453	2.064	0.461	2.291	0.490	2.475		
0.00020	0.512	2.196	0.523	2.383	0.555	2.644	0.566	2.833		
0.00025	0.572	2.454	0.584	2.661	0.620	2.954	0.632	3.155		
0.00030	0.627	2.690	0.640	2.916	0.680	3.235	0.691	3.433		
0.00035	0.677	2.904	0.691	3.149	0.734	3.497	0.748	3.772		
0.00040	0.724	3.106	0.739	3.368	0.785	3.740	0.800	4.072		
0.00045	0.768	3.295	0.784	3.573	0.833	3.968	0.845	4.275		
0.00050	0.809	3.471	0.825	3.764	0.877	4.178	0.884	4.501		
0.00055	0.849	3.642	0.866	3.946	0.920	4.381	0.938	4.725		
0.00060	0.887	3.805	0.905	4.124	0.961	4.578	0.980	4.938		
0.00065	0.923	3.960	0.942	4.293	1.001	4.769	1.020	5.141		
0.00070	0.958	4.110	0.978	4.457	1.038	4.945	1.058	5.335		
0.00075	0.991	4.251	1.012	4.612	1.075	5.121	1.095	5.520		
0.00100	1.178	5.064	1.178	5.252	1.220	5.782	1.221	5.972		
0.00150	1.578	6.770	1.631	7.145	1.665	7.932	1.697	8.553		
0.00200	1.610	6.946	1.692	7.341	1.711	8.151	1.743	8.746		
0.00220	1.698	7.284	1.733	7.697	1.841	8.771	1.876	9.101		
0.00240	1.773	7.606	1.810	8.248	1.923	9.161	1.959	9.621		
0.00250	1.846	7.919	1.884	8.585	2.001	9.521	2.048	10.021		

amb.

CANALES REVERTIDOS DE MANIFESTERIA.								FORMA 1.5:1 122	
DATOS	SECCION TIPO								
	25		26		27		28		
b	1.35		1.35		1.30		1.30		
d	1.30		1.35		1.35		1.40		
A	4.290		4.557		4.764		5.040		
P	6.037		6.218		6.368		6.548		
r	0.7106		0.7329		0.7481		0.7657		
n	0.022		0.022		0.021		0.021		
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00250	1.767	5.944	1.807	6.505	1.834	6.933	1.875	7.565	
0.00300	1.829	6.153	1.871	6.736	1.899	7.178	1.941	7.826	
0.00320	1.888	6.351	1.932	6.955	1.951	7.413	2.009	8.024	
0.00340	1.946	6.546	1.992	7.171	2.021	7.639	2.066	8.330	
0.00360	2.003	6.738	2.049	7.376	2.079	7.859	2.125	8.572	
0.00380	2.058	6.923	2.105	7.578	2.136	8.074	2.184	8.806	
0.00400	2.111	7.101	2.160	7.776					

CANALLES REVESTIDOS DE MAESTRERIA. -								TABLA 1.51	
DATOS	S E C C I O N				T I P O 123				
	29		30		31		32		
b	1.50		1.50		1.70		1.70		
d	1.45		1.50		1.50		1.60		
A	5.329		5.625		5.925		6.562		
P	6.728		6.908		7.103		7.453		
r	0.7921		0.8143		0.8336		0.8703		
n	0.021		0.021		0.021		0.021		
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00010	0.408	2.174	0.415	2.334	0.422	2.507	0.437	2.667	
0.00015	0.499	2.659	0.504	2.863	0.517	3.063	0.535	3.310	
0.00020	0.577	3.075	0.587	3.302	0.596	3.511	0.618	4.057	
0.00025	0.645	3.437	0.656	3.690	0.667	3.952	0.690	4.525	
0.00030	0.706	3.762	0.719	4.044	0.730	4.325	0.756	4.753	
0.00035	0.763	4.066	0.777	4.371	0.789	4.675	0.817	5.155	
0.00040	0.815	4.371	0.830	4.669	0.844	5.001	0.873	5.727	
0.00045	0.865	4.670	0.881	4.956	0.895	5.303	0.927	5.981	
0.00050	0.912	4.950	0.928	5.220	0.943	5.587	0.976	6.403	
0.00055	0.956	5.095	0.974	5.479	0.989	5.860	1.021	6.777	
0.00060	0.999	5.324	1.017	5.721	1.033	6.121	1.070	7.098	
0.00065	1.039	5.537	1.059	5.957	1.075	6.369	1.114	7.308	
0.00070	1.079	5.750	1.099	6.182	1.116	6.612	1.155	7.583	
0.00075	1.117	5.952	1.137	6.396	1.155	6.803	1.196	7.846	
0.00080	1.153	6.144	1.175	6.609	1.193	7.059	1.235	8.122	
0.00085	1.189	6.326	1.211	6.812	1.230	7.288	1.273	8.351	
0.00090	1.223	6.517	1.246	7.009	1.265	7.495	1.310	8.597	
0.00095	1.257	6.699	1.280	7.200	1.300	7.703	1.346	8.830	
0.00100	1.290	6.876	1.314	7.391	1.334	7.934	1.382	9.066	
0.00110	1.352	7.205	1.377	7.746	1.399	8.289	1.449	9.505	
0.00120	1.413	7.530	1.439	8.094	1.461	8.656	1.513	9.925	
0.00130	1.472	7.854	1.497	8.421	1.521	9.012	1.575	10.327	
0.00140	1.525	8.127	1.554	8.741	1.577	9.350	1.634	10.71	
0.00150	1.579	8.414	1.608	9.045	1.633	9.676	1.691	11.09	
0.00160	1.631	8.692	1.661	9.343	1.687	9.995	1.747	11.46	
0.00170	1.681	8.958	1.712	9.630	1.739	10.304	1.801	11.81	
0.00180	1.730	9.219	1.762	9.911	1.789	10.600	1.853	12.15	
0.00190	1.777	9.470	1.810	10.181	1.838	10.890	1.904	12.49	
0.00200	1.823	9.715	1.857	10.446	1.886	11.175	1.953	12.81	
0.00220	1.912	10.182	1.948	10.958	1.978	11.720	2.045	13.44	
0.00240	1.997	10.612	2.034	11.441	2.066	12.241	2.133	14.03	
0.00260	2.079	11.079	2.117	11.908	2.151	12.745	2.227	14.60	

CANALES REVESTIDOS DE HANPOSTERIA.-					TABLA 1.2.1				
DATOS	S E C C I O N				T I P O				
	13		14		15		16		125
b	1.70		1.85		1.85		1.85		
d	1.70		1.70		1.85		2.00		
A	7.225		7.480		8.557		9.750		
P	7.829		7.979		8.520		9.661		
r	0.9229		0.9375		1.004		1.071		
n	0.021		0.020		0.020		0.020		
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00010	0.451	3.258	0.479	3.583	0.502	4.295	0.524	5.082	
0.00015	0.553	3.995	0.587	4.391	0.614	5.254	0.641	6.218	
0.00020	0.638	4.610	0.677	5.064	0.709	6.067	0.740	7.172	
0.00025	0.714	5.159	0.757	5.662	0.793	6.786	0.822	8.032	
0.00030	0.782	5.650	0.829	6.201	0.869	7.436	0.907	8.725	
0.00035	0.845	6.105	0.896	6.702	0.938	8.026	0.975	9.425	
0.00040	0.903	6.524	0.958	7.166	1.003	8.583	1.047	10.155	
0.00045	0.958	6.922	1.016	7.600	1.064	9.105	1.111	10.777	
0.00050	1.009	7.290	1.071	8.011	1.121	9.592	1.175	11.357	
0.00055	1.058	7.634	1.123	8.400	1.176	10.053	1.228	11.912	
0.00060	1.106	7.957	1.173	8.774	1.229	10.517	1.283	12.445	
0.00065	1.151	8.266	1.221	9.133	1.279	10.944	1.335	12.949	
0.00070	1.194	8.562	1.267	9.477	1.327	11.355	1.385	13.428	
0.00075	1.236	8.845	1.312	9.814	1.374	11.757	1.432	13.891	
0.00080	1.277	9.126	1.355	10.135	1.419	12.142	1.478	14.366	
0.00085	1.316	9.508	1.397	10.450	1.462	12.510	1.522	14.822	
0.00090	1.354	9.783	1.437	10.749	1.505	12.876	1.571	15.258	
0.00095	1.391	10.057	1.477	11.048	1.546	13.229	1.616	15.658	
0.00100	1.428	10.317	1.515	11.332	1.587	13.580	1.658	16.062	
0.00110	1.497	10.816	1.589	11.886	1.653	14.230	1.735	16.839	
0.00120	1.564	11.300	1.660	12.417	1.738	14.872	1.814	17.592	
0.00130	1.628	11.762	1.727	12.918	1.808	15.471	1.888	18.317	
0.00140	1.689	12.203	1.792	13.404	1.877	16.061	1.959	19.005	
0.00150	1.748	12.625	1.855	13.875	1.942	16.618	2.028	19.672	
0.00160	1.806	13.048	1.916	14.332	2.006	17.165	2.094	20.312	
0.00170	1.861	13.445	1.975	14.773	2.068	17.655	2.158	20.933	
0.00180	1.915	13.835	2.032	15.199	2.128	18.209	2.221	21.544	
0.00190	1.968	14.215	2.088	15.618	2.186	18.705	2.282	22.135	
0.00200	2.019	14.587	2.142	16.022	2.243	19.193	2.341	22.705	
0.00220	2.115	15.295	2.247	16.828	2.353	20.135	2.458	23.823	
0.00240	2.211	15.975	2.346	17.548	2.457	21.025	2.565	24.887	
0.00260	2.302	16.632	2.442	18.265	2.557	21.880	2.669	25.880	

amb.

CANALES REVESTIDOS DE MAMPUESTA.								TABLA 1.9.1	
DATOS	S E C C I O N								
	17		33		39		43		
b	2.00		2.00		2.50		2.50		
d	1.50		1.60		1.50		1.60		
A	6.375		7.040		7.125		7.840		
P	7.408		7.769		7.903		9.269		
r	0.8606		0.9052		0.901		0.9491		
n	0.020		0.020		0.020		0.020		
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.0010	0.452	2.882	0.468	3.295	0.466	3.320	0.483	3.787	
0.0015	0.554	3.532	0.574	4.041	0.571	4.068	0.591	4.632	
0.0020	0.640	4.080	0.662	4.660	0.660	4.703	0.682	5.347	
0.0025	0.715	4.558	0.740	5.210	0.737	5.251	0.763	5.922	
0.0030	0.784	4.998	0.811	5.709	0.808	5.757	0.836	6.554	
0.0035	0.846	5.393	0.876	6.167	0.873	6.220	0.903	7.072	
0.0040	0.905	5.769	0.936	6.589	0.933	6.648	0.965	7.585	
0.0045	0.960	6.120	0.994	6.998	0.990	7.054	1.024	8.093	
0.0050	1.012	6.452	1.047	7.371	1.043	7.431	1.079	8.499	
0.0055	1.061	6.764	1.098	7.710	1.094	7.795	1.132	8.875	
0.0060	1.108	7.064	1.147	8.075	1.143	8.144	1.182	9.267	
0.0065	1.154	7.357	1.194	8.406	1.189	8.472	1.231	9.651	
0.0070	1.197	7.631	1.239	8.723	1.236	8.792	1.277	10.012	
0.0075	1.239	7.895	1.282	9.025	1.273	9.106	1.322	10.364	
0.0080	1.280	8.160	1.325	9.328	1.320	9.405	1.365	10.702	
0.0085	1.319	8.409	1.365	9.610	1.360	9.690	1.407	11.031	
0.0090	1.357	8.651	1.405	9.891	1.399	9.968	1.448	11.352	
0.0095	1.395	8.893	1.443	10.159	1.436	10.246	1.488	11.666	
0.0100	1.431	9.123	1.481	10.426	1.470	10.517	1.527	11.972	
0.0110	1.501	9.569	1.553	10.933	1.547	11.022	1.607	12.552	
0.0120	1.568	9.996	1.622	11.419	1.616	11.514	1.672	13.107	
0.0130	1.631	10.398	1.688	11.884	1.682	11.984	1.740	13.642	
0.0140	1.693	10.791	1.752	12.334	1.745	12.433	1.806	14.156	
0.0150	1.752	11.169	1.813	12.764	1.807	12.875	1.869	14.653	
0.0160	1.810	11.539	1.873	13.186	1.866	13.295	1.930	15.131	
0.0170	1.865	11.889	1.930	13.587	1.923	13.701	1.990	15.602	
0.0180	1.919	12.234	1.987	13.988	1.979	14.100	2.047	16.068	
0.0190	1.972	12.572	2.041	14.369	2.033	14.495	2.103	16.528	
0.0200	2.023	12.897	2.094	14.742	2.086	14.863	2.158	16.979	
0.0220	2.122	13.528	2.196	15.460	2.183	15.590	2.264	17.750	
0.0240	2.215	14.127	2.294	16.150	2.285	16.281	2.364	18.514	
0.0260	2.307	14.707	2.387	16.804	2.378	16.943	2.461	19.292	

amb.

CANALES REVESTIDOS DE MACROESTRUCURA.-								TABLA 1.5.1	
DATOS	S E C C I O N T I P O 129								
	41		42		43		44		
b	3.00		3.00		3.50		3.50		
d	1.50		1.60		1.50		1.60		
A	7.875		8.640		8.625		9.44		
P	8.408		8.769		8.908		9.269		
r	0.9356		0.9853		0.9682		1.0184		
n	0.020		0.020		0.020		0.020		
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00010	0.479	3.772	0.495	4.277	0.489	4.218	0.505	4.777	
0.00015	0.586	4.615	0.606	5.236	0.599	5.166	0.620	5.853	
0.00020	0.677	5.231	0.700	6.048	0.692	5.969	0.716	6.750	
0.00025	0.757	5.961	0.783	6.765	0.774	6.676	0.800	7.552	
0.00030	0.829	6.528	0.858	7.413	0.848	7.314	0.877	8.279	
0.00035	0.896	7.056	0.926	8.001	0.916	7.901	0.947	8.940	
0.00040	0.957	7.536	0.990	8.554	0.979	8.444	1.012	9.553	
0.00045	1.016	8.001	1.051	9.081	1.038	8.953	1.074	10.133	
0.00050	1.070	8.426	1.107	9.564	1.094	9.436	1.131	10.582	
0.00055	1.122	8.836	1.161	10.031	1.148	9.902	1.187	11.205	
0.00060	1.173	9.237	1.213	10.480	1.199	10.341	1.240	11.706	
0.00065	1.221	9.615	1.263	10.912	1.248	10.764	1.291	12.187	
0.00070	1.267	9.973	1.310	11.318	1.295	11.169	1.339	12.640	
0.00075	1.311	10.324	1.356	11.716	1.340	11.558	1.386	13.084	
0.00080	1.354	10.663	1.401	12.105	1.384	11.937	1.432	13.518	
0.00085	1.396	10.994	1.444	12.476	1.427	12.308	1.476	13.933	
0.00090	1.436	11.309	1.485	12.831	1.468	12.667	1.518	14.330	
0.00095	1.476	11.624	1.526	13.185	1.509	13.015	1.560	14.726	
0.00100	1.514	11.923	1.566	13.530	1.548	13.352	1.601	15.113	
0.00110	1.588	12.506	1.642	14.387	1.623	13.998	1.679	15.850	
0.00120	1.659	13.065	1.716	14.826	1.696	14.628	1.754	16.558	
0.00130	1.726	13.592	1.785	15.422	1.765	15.223	1.825	17.225	
0.00140	1.791	14.104	1.853	16.010	1.831	15.792	1.894	17.879	
0.00150	1.854	14.610	1.918	16.572	1.895	16.344	1.960	18.502	
0.00160	1.915	15.081	1.980	17.107	1.957	16.879	2.024	19.107	
0.00170	1.973	15.537	2.041	17.634	2.018	17.405	2.087	19.702	
0.00180	2.031	15.994	2.101	18.153	2.076	17.926	2.147	20.288	
0.00190	2.086	16.427	2.158	18.645	2.133	18.437	2.206	20.825	
0.00200	2.141	16.850	2.214	19.129	2.188	18.937	2.263	21.353	
0.00220	2.245	17.635	2.323	20.071	2.296	19.803	2.374	22.411	
0.00240	2.345	18.462	2.425	20.952	2.397	20.674	2.479	23.402	
0.00260	2.441	19.233	2.526	21.815	2.496	21.510	2.581	24.365	

amb.

CANALES SIN REVESTIR.-				Talud 1.5:1				
D A T O S	S E C C I O N T I P O							
	1		2		3		4	
b	0.40	0.40	0.40	0.40	0.50	0.50	0.50	0.50
d	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
A	0.324	0.40	0.40	0.40	0.529	0.529	0.625	0.625
P	1.662	1.842	1.842	1.842	2.123	2.123	2.303	2.303
r	0.195	0.2172	0.2172	0.2172	0.2492	0.2492	0.2714	0.2714
n	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00280	0.539	0.175	0.579	0.232	0.635	0.336	0.672	0.420
0.00300	0.558	0.181	0.600	0.240	0.657	0.348	0.696	0.435
0.00320	0.576	0.187	0.619	0.246	0.679	0.359	0.718	0.449
0.00340	0.594	0.192	0.638	0.255	0.700	0.370	0.741	0.463
0.00360	0.611	0.198	0.657	0.263	0.720	0.381	0.762	0.476
0.00380	0.628	0.203	0.675	0.270	0.740	0.391	0.783	0.489
0.00400	0.644	0.209	0.692	0.277	0.759	0.402	0.803	0.502
0.00420	0.660	0.214	0.710	0.284	0.778	0.412	0.823	0.514
0.00440	0.676	0.219	0.726	0.290	0.796	0.421	0.842	0.526
0.00460	0.691	0.224	0.743	0.297	0.814	0.431	0.861	0.538
0.00480	0.706	0.229	0.759	0.304	0.831	0.440	0.880	0.550
0.00500	0.721	0.234	0.774	0.310	0.849	0.449	0.898	0.561
0.00520	0.735	0.238	0.790	0.316	0.865	0.458	0.916	0.573
0.00540	0.749	0.243	0.805	0.322	0.882	0.467	0.933	0.583
0.00560	0.763	0.247	0.819	0.328	0.898	0.475	0.950	0.594
0.00580	0.776	0.251	0.834	0.334	0.914	0.484	0.967	0.604
0.00600	0.789	0.256	0.848	0.339	0.930	0.492	0.984	0.615
0.00620	0.802	0.260	0.862	0.345	0.945	0.500	1.000	0.625
0.00640	0.815	0.264	0.876	0.350	0.960	0.508	1.016	0.635
0.00660	0.828	0.268	0.890	0.356	0.975	0.516	1.032	0.645
0.00680	0.840	0.272	0.903	0.361	0.990	0.524	1.047	0.654
0.00700	0.853	0.276	0.916	0.366	1.004	0.531	1.063	0.664
0.00720	0.865	0.280	0.929	0.372	1.018	0.539	1.078	0.674
0.00740	0.877	0.284	0.942	0.377	1.032	0.546	1.092	0.683
0.00760	0.888	0.288	0.955	0.382	1.046	0.553	1.107	0.692
0.00780	0.900	0.292	0.967	0.387	1.059	0.561	1.122	0.701
0.00800	0.911	0.295	0.979	0.392	1.073	0.568	1.136	0.710
0.00820	0.923	0.299	0.992	0.397	1.087	0.575	1.150	0.719
0.00840	0.934	0.303	1.004	0.402	1.100	0.582	1.164	0.728
0.00860	0.945	0.306	1.016	0.406	1.113	0.589	1.178	0.736
0.00880	0.955	0.310	1.027	0.411	1.126	0.596	1.191	0.744
0.00900	0.967	0.313	1.039	0.416	1.138	0.602	1.205	0.753

CANALES SIN INVESTITA.-		Escala 1:5:1							
DATOS	SECCION TIPO 132								
	1		2		3		4		
b	0.40	0.40	0.40	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
d	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	
A	0.324	0.40	0.40	0.529	0.529	0.529	0.625	0.625	
P	1.662	1.842	1.842	2.123	2.123	2.123	2.303	2.303	
r	0.195	0.2172	0.2172	0.2492	0.2492	0.2492	0.2714	0.2714	
n	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00010	0.102	0.033	0.109	0.044	0.120	0.063	0.127	0.070	
0.00015	0.125	0.041	0.134	0.054	0.147	0.078	0.156	0.098	
0.00020	0.144	0.047	0.155	0.062	0.170	0.090	0.180	0.113	
0.00025	0.161	0.052	0.173	0.069	0.190	0.101	0.201	0.125	
0.00030	0.176	0.057	0.190	0.076	0.208	0.110	0.220	0.138	
0.00035	0.191	0.062	0.205	0.082	0.225	0.119	0.238	0.149	
0.00040	0.204	0.066	0.219	0.088	0.240	0.127	0.254	0.159	
0.00045	0.216	0.070	0.232	0.093	0.255	0.135	0.269	0.166	
0.00050	0.228	0.074	0.245	0.098	0.268	0.142	0.284	0.173	
0.00055	0.239	0.077	0.257	0.103	0.281	0.149	0.298	0.181	
0.00060	0.250	0.081	0.268	0.107	0.294	0.156	0.311	0.184	
0.00065	0.260	0.084	0.279	0.112	0.306	0.162	0.324	0.201	
0.00070	0.270	0.087	0.290	0.116	0.318	0.168	0.336	0.210	
0.00075	0.279	0.090	0.300	0.120	0.329	0.174	0.348	0.218	
0.00080	0.288	0.093	0.310	0.124	0.339	0.179	0.359	0.224	
0.00085	0.297	0.095	0.319	0.128	0.350	0.185	0.370	0.231	
0.00090	0.306	0.100	0.328	0.132	0.360	0.190	0.381	0.238	
0.00095	0.314	0.102	0.338	0.136	0.370	0.195	0.392	0.245	
0.00100	0.322	0.104	0.346	0.138	0.380	0.201	0.402	0.251	
0.00110	0.338	0.110	0.363	0.145	0.399	0.211	0.421	0.263	
0.00120	0.353	0.114	0.379	0.152	0.418	0.220	0.440	0.275	
0.00130	0.367	0.119	0.395	0.158	0.433	0.229	0.458	0.285	
0.00140	0.381	0.123	0.410	0.164	0.449	0.238	0.475	0.297	
0.00150	0.395	0.128	0.424	0.170	0.465	0.246	0.492	0.308	
0.00160	0.408	0.132	0.438	0.175	0.480	0.254	0.508	0.318	
0.00170	0.420	0.136	0.451	0.180	0.495	0.262	0.524	0.328	
0.00180	0.432	0.140	0.465	0.186	0.509	0.269	0.539	0.337	
0.00190	0.444	0.144	0.477	0.191	0.523	0.277	0.554	0.346	
0.00200	0.456	0.148	0.490	0.196	0.537	0.284	0.568	0.355	
0.00220	0.478	0.155	0.514	0.206	0.563	0.298	0.595	0.373	
0.00240	0.499	0.162	0.536	0.214	0.587	0.311	0.622	0.385	
0.00260	0.520	0.169	0.558	0.223	0.612	0.324	0.648	0.405	

CANALING FOR REVERSE FLOW				TABLE 1.5:1				
D A T O S	S E C C I O N T I P O I S A							
	5		6		7		8	
b	0.60		0.60		0.75		0.75	
d	0.55		0.60		0.60		0.65	
A	0.734		0.90		0.99		1.122	
P	2.583		2.763		2.913		3.054	
r	0.3035		0.3257		0.3399		0.3626	
n	0.033		0.033		0.033		0.033	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.137	0.107	0.143	0.129	0.146	0.147	0.154	0.173
0.00015	0.168	0.132	0.176	0.158	0.181	0.179	0.189	0.211
0.00020	0.193	0.151	0.203	0.183	0.209	0.207	0.218	0.243
0.00025	0.216	0.169	0.227	0.204	0.233	0.231	0.244	0.271
0.00030	0.237	0.186	0.248	0.223	0.256	0.253	0.267	0.300
0.00035	0.256	0.201	0.268	0.241	0.276	0.273	0.283	0.323
0.00040	0.274	0.215	0.287	0.258	0.295	0.292	0.303	0.345
0.00045	0.290	0.227	0.304	0.274	0.313	0.310	0.327	0.367
0.00050	0.306	0.240	0.321	0.289	0.330	0.327	0.345	0.387
0.00055	0.321	0.252	0.336	0.302	0.346	0.343	0.361	0.405
0.00060	0.335	0.263	0.351	0.316	0.362	0.358	0.378	0.421
0.00065	0.349	0.274	0.366	0.329	0.376	0.372	0.393	0.443
0.00070	0.362	0.284	0.380	0.342	0.391	0.387	0.408	0.458
0.00075	0.375	0.294	0.393	0.354	0.404	0.400	0.422	0.473
0.00080	0.387	0.303	0.406	0.365	0.418	0.414	0.436	0.485
0.00085	0.399	0.313	0.418	0.376	0.430	0.426	0.449	0.504
0.00090	0.410	0.321	0.430	0.387	0.443	0.439	0.462	0.518
0.00095	0.422	0.331	0.442	0.398	0.455	0.450	0.475	0.533
0.00100	0.433	0.339	0.454	0.409	0.467	0.462	0.488	0.545
0.00110	0.454	0.356	0.476	0.428	0.490	0.485	0.511	0.573
0.00120	0.474	0.372	0.497	0.447	0.511	0.506	0.534	0.595
0.00130	0.493	0.387	0.517	0.465	0.532	0.527	0.556	0.624
0.00140	0.512	0.401	0.537	0.483	0.552	0.546	0.577	0.647
0.00150	0.530	0.416	0.556	0.500	0.572	0.566	0.597	0.670
0.00160	0.547	0.429	0.574	0.517	0.590	0.584	0.616	0.691
0.00170	0.564	0.442	0.591	0.532	0.609	0.603	0.635	0.712
0.00180	0.580	0.455	0.609	0.548	0.626	0.620	0.654	0.734
0.00190	0.596	0.467	0.625	0.563	0.643	0.637	0.672	0.756
0.00200	0.612	0.480	0.642	0.578	0.660	0.653	0.689	0.777
0.00220	0.642	0.503	0.673	0.606	0.692	0.685	0.723	0.811
0.00240	0.670	0.525	0.703	0.633	0.723	0.716	0.755	0.847
0.00260	0.697	0.546	0.731	0.658	0.751	0.745	0.786	0.882

DATOS		SECCIONES TIPICAS							
		5		6		7		8	
b	0.60	0.60		0.60		0.75		0.75	
d	0.55	0.60		0.60		0.60		0.65	
A	0.784	0.89		0.89		0.89		1.122	
P	2.583	2.763		2.913		2.913		3.094	
r	0.3035	0.3257		0.3392		0.3392		0.3622	
n	0.033	0.033		0.033		0.033		0.033	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00280	0.724	0.568	0.759	0.683	0.781	0.773	0.815	0.914	
0.00300	0.749	0.587	0.786	0.707	0.809	0.801	0.844	0.947	
0.00320	0.774	0.607	0.811	0.730	0.835	0.827	0.872	0.978	
0.00340	0.798	0.626	0.836	0.752	0.861	0.852	0.899	1.008	
0.00360	0.821	0.644	0.861	0.775	0.886	0.877	0.925	1.035	
0.00380	0.843	0.661	0.884	0.796	0.910	0.901	0.950	1.065	
0.00400	0.865	0.678	0.907	0.816	0.933	0.924	0.975	1.094	
0.00420	0.887	0.695	0.930	0.837	0.957	0.947	0.999	1.121	
0.00440	0.907	0.711	0.952	0.857	0.979	0.969	1.022	1.147	
0.00460	0.928	0.728	0.973	0.876	1.001	0.991	1.045	1.172	
0.00480	0.948	0.743	0.994	0.895	1.023	1.013	1.068	1.199	
0.00500	0.967	0.758	1.014	0.913	1.044	1.034	1.090	1.223	
0.00520	0.986	0.773	1.034	0.931	1.064	1.053	1.111	1.247	
0.00540	1.005	0.788	1.054	0.949	1.085	1.074	1.132	1.270	
0.00560	1.024	0.803	1.073	0.966	1.104	1.093	1.153	1.294	
0.00580	1.042	0.817	1.093	0.984	1.124	1.113	1.174	1.317	
0.00600	1.060	0.831	1.111	1.000	1.143	1.132	1.194	1.340	
0.00620	1.077	0.844	1.130	1.017	1.162	1.150	1.213	1.361	
0.00640	1.094	0.858	1.148	1.033	1.181	1.169	1.233	1.383	
0.00660	1.111	0.871	1.165	1.049	1.199	1.187	1.252	1.405	
0.00680	1.128	0.884	1.183	1.065	1.217	1.205	1.271	1.425	
0.00700	1.145	0.898	1.200	1.080	1.235	1.223	1.289	1.445	
0.00720	1.161	0.910	1.217	1.095	1.252	1.239	1.308	1.468	
0.00740	1.177	0.923	1.234	1.111	1.270	1.257	1.326	1.488	
0.00760	1.193	0.935	1.251	1.126	1.287	1.274	1.343	1.507	
0.00780	1.208	0.947	1.267	1.140	1.304	1.291	1.361	1.527	
0.00800	1.224	0.960	1.283	1.155	1.320	1.307	1.378	1.546	
0.00820	1.239	0.971	1.299	1.169	1.337	1.324	1.395	1.565	
0.00840	1.254	0.983	1.315	1.184	1.353	1.339	1.412	1.584	
0.00860	1.269	0.995	1.330	1.197	1.369	1.355	1.429	1.603	
0.00880	1.283	1.006	1.346	1.211	1.385	1.371	1.445	1.622	
0.00900	1.298	1.018	1.361	1.225	1.400	1.386	1.462	1.640	

END.

CANALES SIN REVISAR.-				Escala 1.5:1				
DATOS	S E C C I O N T I P O 137							
	9		10		11		12	
b	0.75		0.75		0.90		0.90	
d	0.70		0.75		0.75		0.80	
A	1.260		1.007		1.519		1.680	
P	3.274		3.454		3.604		3.784	
r	0.3848		0.4073		0.4215		0.444	
n	0.033		0.033		0.033		0.033	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.160	0.202	0.170	0.171	0.170	0.258	0.176	0.256
0.00015	0.196	0.247	0.204	0.205	0.209	0.317	0.216	0.313
0.00020	0.227	0.286	0.235	0.237	0.241	0.356	0.249	0.412
0.00025	0.253	0.319	0.263	0.265	0.269	0.409	0.279	0.469
0.00030	0.278	0.350	0.288	0.290	0.295	0.448	0.306	0.514
0.00035	0.300	0.375	0.312	0.314	0.319	0.485	0.330	0.554
0.00040	0.321	0.404	0.333	0.335	0.341	0.518	0.353	0.593
0.00045	0.340	0.428	0.353	0.355	0.362	0.550	0.374	0.628
0.00050	0.358	0.451	0.372	0.375	0.381	0.579	0.394	0.662
0.00055	0.376	0.474	0.390	0.393	0.400	0.608	0.414	0.695
0.00060	0.393	0.495	0.408	0.411	0.417	0.633	0.432	0.726
0.00065	0.409	0.515	0.424	0.427	0.435	0.661	0.450	0.756
0.00070	0.424	0.534	0.441	0.444	0.451	0.685	0.467	0.785
0.00075	0.439	0.553	0.456	0.459	0.467	0.709	0.483	0.811
0.00080	0.453	0.571	0.471	0.474	0.482	0.732	0.499	0.838
0.00085	0.467	0.588	0.486	0.489	0.497	0.755	0.514	0.862
0.00090	0.481	0.606	0.500	0.504	0.511	0.776	0.529	0.887
0.00095	0.494	0.622	0.513	0.517	0.525	0.797	0.544	0.914
0.00100	0.507	0.639	0.527	0.531	0.539	0.819	0.558	0.937
0.00110	0.532	0.670	0.552	0.556	0.565	0.858	0.585	0.993
0.00120	0.555	0.699	0.577	0.581	0.590	0.896	0.611	1.026
0.00130	0.578	0.728	0.600	0.604	0.614	0.933	0.636	1.058
0.00140	0.600	0.756	0.623	0.627	0.638	0.969	0.660	1.109
0.00150	0.621	0.782	0.645	0.650	0.660	1.003	0.683	1.147
0.00160	0.641	0.808	0.666	0.671	0.682	1.036	0.706	1.186
0.00170	0.661	0.833	0.686	0.691	0.703	1.068	0.727	1.221
0.00180	0.680	0.857	0.706	0.711	0.723	1.098	0.748	1.257
0.00190	0.699	0.881	0.726	0.731	0.743	1.129	0.769	1.292
0.00200	0.717	0.903	0.745	0.750	0.762	1.157	0.789	1.326
0.00220	0.752	0.948	0.781	0.786	0.799	1.214	0.827	1.389
0.00240	0.785	0.989	0.816	0.822	0.835	1.268	0.864	1.452
0.00260	0.817	1.029	0.849	0.855	0.869	1.320	0.899	1.510

CANALES SIN REVESTIR.					TABLA 1.5:1			
DATOS	S E C C I O N							
	9		10		11		12	
b	0.75		0.75		0.90		0.90	
d	0.70		0.75		0.75		0.80	
A	1.260		1.007		1.519		1.630	
P	3.271		3.454		3.604		3.734	
r	0.3848		0.4073		0.4215		0.444	
n	0.033		0.033		0.033		0.033	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00280	0.848	1.068	0.881	0.887	0.902	1.370	0.934	1.501
0.00300	0.878	1.106	0.912	0.918	0.933	1.417	0.965	1.623
0.00320	0.907	1.143	0.942	0.949	0.964	1.464	0.998	1.677
0.00340	0.935	1.178	0.971	0.978	0.984	1.510	1.029	1.723
0.00360	0.962	1.212	0.999	1.006	1.022	1.552	1.058	1.773
0.00380	0.988	1.245	1.026	1.033	1.050	1.595	1.087	1.825
0.00400	1.014	1.278	1.053	1.060	1.073	1.637	1.116	1.875
0.00420	1.039	1.309	1.079	1.087	1.104	1.677	1.143	1.920
0.00440	1.063	1.339	1.104	1.112	1.130	1.716	1.170	1.966
0.00460	1.087	1.370	1.129	1.137	1.156	1.756	1.196	2.003
0.00480	1.111	1.400	1.154	1.162	1.181	1.792	1.222	2.053
0.00500	1.133	1.428	1.177	1.185	1.205	1.830	1.247	2.095
0.00520	1.156	1.457	1.201	1.209	1.229	1.867	1.272	2.137
0.00540	1.178	1.484	1.223	1.232	1.252	1.902	1.296	2.177
0.00560	1.200	1.512	1.246	1.255	1.275	1.937	1.320	2.218
0.00580	1.221	1.538	1.268	1.277	1.298	1.972	1.343	2.256
0.00600	1.242	1.565	1.290	1.290	1.320	2.005	1.366	2.295
0.00620	1.262	1.590	1.311	1.320	1.342	2.038	1.389	2.334
0.00640	1.282	1.615	1.332	1.341	1.363	2.070	1.411	2.370
0.00660	1.302	1.641	1.353	1.362	1.384	2.102	1.433	2.407
0.00680	1.322	1.666	1.373	1.383	1.405	2.134	1.455	2.444
0.00700	1.341	1.690	1.393	1.403	1.426	2.166	1.476	2.480
0.00720	1.360	1.714	1.413	1.423	1.446	2.196	1.497	2.515
0.00740	1.379	1.738	1.432	1.442	1.466	2.227	1.517	2.549
0.00760	1.397	1.760	1.452	1.462	1.486	2.257		
0.00780	1.416	1.784	1.471	1.481	1.505	2.286		
0.00800	1.434	1.807	1.489	1.499				
0.00820	1.452	1.830	1.508	1.519				
0.00840	1.469	1.851						
0.00860	1.487	1.874						
0.00880	1.504	1.895						

CANALES SIN REVESTIR.-				TABLA 1.9: 1				
DATOS	S E C C I O N T I P O 139							
	13		14		15		16	
b	0.90		0.90		1.05		1.05	
d	0.85		0.90		0.90		0.95	
A	-1.849		2.025		2.160		2.352	
P	3.965		4.145		4.235		4.475	
r	0.4663		0.4885		0.5029		0.5056	
n	0.033		0.033		0.032		0.032	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.182	0.337	0.188	0.381	0.198	0.428	0.203	0.477
0.00015	0.223	0.412	0.230	0.466	0.242	0.523	0.249	0.586
0.00020	0.258	0.477	0.266	0.539	0.279	0.603	0.288	0.677
0.00025	0.288	0.533	0.297	0.601	0.312	0.674	0.322	0.757
0.00030	0.316	0.584	0.326	0.660	0.342	0.739	0.353	0.830
0.00035	0.341	0.631	0.352	0.713	0.369	0.797	0.381	0.896
0.00040	0.364	0.673	0.376	0.761	0.395	0.853	0.407	0.957
0.00045	0.387	0.716	0.399	0.808	0.420	0.907	0.432	1.016
0.00050	0.407	0.753	0.420	0.851	0.441	0.953	0.455	1.070
0.00055	0.427	0.790	0.441	0.893	0.463	1.000	0.477	1.122
0.00060	0.446	0.825	0.461	0.934	0.484	1.045	0.499	1.174
0.00065	0.465	0.860	0.479	0.970	0.504	1.089	0.519	1.221
0.00070	0.482	0.891	0.497	1.006	0.523	1.129	0.538	1.265
0.00075	0.499	0.923	0.515	1.043	0.541	1.169	0.558	1.312
0.00080	0.515	0.952	0.532	1.077	0.559	1.207	0.606	1.425
0.00085	0.531	0.982	0.548	1.110	0.576	1.244	0.594	1.397
0.00090	0.547	1.011	0.564	1.142	0.593	1.281	0.611	1.437
0.00095	0.562	1.039	0.580	1.175	0.609	1.315	0.628	1.477
0.00100	0.576	1.065	0.595	1.205	0.625	1.350	0.644	1.515
0.00110	0.604	1.117	0.624	1.264	0.656	1.417	0.675	1.589
0.00120	0.631	1.167	0.651	1.318	0.685	1.480	0.705	1.658
0.00130	0.657	1.215	0.678	1.373	0.713	1.540	0.734	1.726
0.00140	0.682	1.261	0.703	1.424	0.739	1.596	0.762	1.792
0.00150	0.706	1.305	0.728	1.474	0.765	1.652	0.789	1.856
0.00160	0.729	1.348	0.752	1.523	0.790	1.706	0.815	1.917
0.00170	0.751	1.389	0.775	1.569	0.815	1.760	0.839	1.973
0.00180	0.773	1.429	0.798	1.616	0.838	1.810	0.864	2.032
0.00190	0.794	1.468	0.819	1.658	0.861	1.860	0.887	2.086
0.00200	0.815	1.507	0.841	1.703	0.884	1.909	0.911	2.143
0.00220	0.855	1.581	0.882	1.786	0.927	2.002	0.955	2.246
0.00240	0.893	1.651	0.921	1.865	0.968	2.091	0.997	2.345
0.00260	0.929	1.718	0.959	1.942	1.008	2.177	1.038	2.441

CANALES SIN REVERTIS.					TALUD 1.5:1			
DATOS	S E C C I O N T R A P O I D O							
	13		14		15		16	
b	0.90		0.90		1.05		1.05	
d	0.85		0.90		0.90		0.95	
A	1.849		2.025		2.160		2.352	
P	3.965		4.145		4.295		4.475	
r	0.4663		0.4885		0.5002		0.5056	
n	0.033		0.033		0.032		0.032	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00280	0.964	1.782	0.995	2.015	1.046	2.259	1.078	2.535
0.00300	0.998	1.845	1.010	2.086	1.083	2.319	1.115	2.622
0.00320	1.031	1.906	1.064	2.155	1.118	2.415	1.152	2.709
0.00340	1.062	1.964	1.096	2.219	1.152	2.488	1.187	2.792
0.00360	1.093	2.021	1.128	2.284	1.186	2.562	1.221	2.872
0.00380	1.123	2.075	1.159	2.347	1.218	2.631	1.255	2.952
0.00400	1.152	2.130	1.189	2.408	1.250	2.700	1.287	3.027
0.00420	1.181	2.184	1.218	2.466	1.281	2.767	1.319	3.102
0.00440	1.209	2.235	1.247	2.525	1.311	2.832	1.350	3.175
0.00460	1.236	2.285	1.275	2.582	1.340	2.894	1.381	3.243
0.00480	1.262	2.333	1.302	2.637	1.368	2.955	1.411	3.319
0.00500	1.288	2.382	1.329	2.691	1.397	3.018	1.440	3.387
0.00520	1.314	2.430	1.356	2.746	1.425	3.078	1.467	3.450
0.00540	1.339	2.476	1.381	2.797	1.452	3.136	1.495	3.516
0.00560	1.363	2.520	1.407	2.849	1.479	3.195	1.523	3.582
0.00580	1.388	2.566	1.432	2.900	1.505	3.251		
0.00600	1.411	2.609	1.456	2.948				
0.00620	1.435	2.653	1.480	2.997				
0.00640	1.458	2.696	1.504	3.046				
0.00660	1.480	2.737						
0.00680	1.502	2.777						

CANALAS SIN REVERTER.-				GRADO 1.5:1				
DATOS	S E C C I O N T I F O I A I							
	17		18		19		20	
b	1.05		1.05		1.20		1.20	
d	1.00		1.05		1.05		1.10	
A	2.550		2.757		2.914		3.135	
P	4.656		4.836		4.986		5.166	
r	0.5477		0.5701		0.5844		0.6039	
n	0.032		0.032		0.032		0.032	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.209	0.533	0.215	0.593	0.219	0.633	0.224	0.702
0.00015	0.256	0.653	0.263	0.725	0.267	0.773	0.274	0.859
0.00020	0.296	0.755	0.304	0.830	0.309	0.902	0.316	0.991
0.00025	0.331	0.844	0.339	0.935	0.345	1.005	0.354	1.119
0.00030	0.362	0.923	0.372	1.026	0.378	1.101	0.388	1.216
0.00035	0.391	0.997	0.402	1.108	0.408	1.189	0.419	1.314
0.00040	0.419	1.068	0.430	1.186	0.437	1.273	0.447	1.401
0.00045	0.443	1.130	0.456	1.257	0.463	1.349	0.475	1.489
0.00050	0.467	1.191	0.481	1.326	0.489	1.425	0.501	1.571
0.00055	0.491	1.252	0.503	1.387	0.512	1.492	0.525	1.646
0.00060	0.512	1.306	0.526	1.450	0.535	1.559	0.549	1.721
0.00065	0.533	1.359	0.548	1.511	0.557	1.623	0.571	1.790
0.00070	0.554	1.413	0.568	1.566	0.573	1.684	0.593	1.859
0.00075	0.572	1.459	0.589	1.624	0.598	1.743	0.614	1.925
0.00080	0.592	1.510	0.607	1.673	0.613	1.801	0.633	1.984
0.00085	0.609	1.553	0.626	1.726	0.637	1.856	0.652	2.044
0.00090	0.627	1.599	0.644	1.776	0.655	1.909	0.672	2.107
0.00095	0.645	1.645	0.662	1.825	0.673	1.951	0.691	2.166
0.00100	0.662	1.688	0.679	1.872	0.691	2.014	0.708	2.220
0.00110	0.694	1.770	0.713	1.956	0.725	2.113	0.742	2.326
0.00120	0.725	1.849	0.745	2.054	0.757	2.208	0.776	2.433
0.00130	0.754	1.923	0.774	2.134	0.786	2.296	0.807	2.530
0.00140	0.783	1.997	0.803	2.214	0.818	2.384	0.833	2.627
0.00150	0.809	2.063	0.832	2.294	0.846	2.465	0.867	2.718
0.00160	0.836	2.132	0.859	2.368	0.873	2.544	0.896	2.809
0.00170	0.862	2.198	0.886	2.443	0.900	2.623	0.924	2.897
0.00180	0.887	2.262	0.912	2.514	0.927	2.701	0.951	2.981
0.00190	0.912	2.326	0.936	2.581	0.952	2.774	0.976	3.060
0.00200	0.935	2.384	0.961	2.649	0.977	2.847	1.001	3.138
0.00220	0.981	2.502	1.008	2.779	1.025	2.987	1.051	3.295
0.00240	1.025	2.614	1.052	2.900	1.070	3.116	1.097	3.436
0.00250	1.066	2.718	1.095	3.019	1.114	3.226	1.143	3.583

CANALES SIN REVESTIR.-				TABLA 1.5: 1				
DATOS	S E C C I O N T I P O 143							
	21		22		23		24	
b	1.20		1.20		1.25		1.25	
d	1.15		1.20		1.20		1.25	
A	3.364		3.600		3.760		4.032	
P	5.346		5.527		5.677		5.857	
r	0.6293		0.6513		0.6658		0.6824	
n	0.032		0.032		0.032		0.032	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.230	0.774	0.235	0.846	0.238	0.899	0.243	0.980
0.00015	0.282	0.929	0.288	1.037	0.292	1.104	0.298	1.202
0.00020	0.325	1.093	0.332	1.195	0.337	1.274	0.344	1.387
0.00025	0.363	1.221	0.371	1.336	0.376	1.421	0.385	1.552
0.00030	0.397	1.326	0.406	1.462	0.412	1.527	0.422	1.702
0.00035	0.429	1.443	0.439	1.580	0.445	1.682	0.456	1.832
0.00040	0.459	1.544	0.469	1.688	0.476	1.799	0.487	1.964
0.00045	0.487	1.638	0.498	1.791	0.505	1.907	0.517	2.085
0.00050	0.513	1.726	0.525	1.890	0.533	2.015	0.544	2.193
0.00055	0.538	1.810	0.551	1.984	0.559	2.113	0.571	2.302
0.00060	0.562	1.891	0.575	2.070	0.584	2.208	0.597	2.407
0.00065	0.585	1.968	0.599	2.156	0.607	2.294	0.621	2.504
0.00070	0.607	2.042	0.621	2.236	0.631	2.385	0.644	2.597
0.00075	0.628	2.113	0.644	2.318	0.653	2.468	0.667	2.683
0.00080	0.649	2.183	0.664	2.390	0.674	2.548	0.689	2.776
0.00085	0.669	2.251	0.685	2.466	0.695	2.627	0.710	2.863
0.00090	0.689	2.318	0.704	2.534	0.715	2.703	0.731	2.947
0.00095	0.707	2.378	0.724	2.604	0.734	2.775	0.751	3.028
0.00100	0.726	2.442	0.743	2.675	0.754	2.850	0.770	3.105
0.00110	0.761	2.562	0.779	2.804	0.791	2.990	0.807	3.254
0.00120	0.795	2.674	0.814	2.930	0.826	3.123	0.844	3.403
0.00130	0.827	2.782	0.847	3.059	0.859	3.227	0.879	3.544
0.00140	0.859	2.890	0.879	3.164	0.892	3.372	0.912	3.677
0.00150	0.889	2.993	0.909	3.272	0.923	3.489	0.943	3.802
0.00160	0.918	3.088	0.939	3.350	0.953	3.602	0.974	3.927
0.00170	0.946	3.182	0.968	3.485	0.983	3.716	1.004	4.048
0.00180	0.974	3.277	0.996	3.586	1.012	3.825	1.033	4.165
0.00190	1.000	3.364	1.024	3.686	1.036	3.924	1.062	4.282
0.00200	1.026	3.451	1.050	3.780	1.065	4.026	1.089	4.391
0.00220	1.077	3.623	1.101	3.964	1.118	4.226	1.143	4.609
0.00240	1.124	3.781	1.151	4.144	1.167	4.411	1.193	4.810
0.00260	1.170	3.936	1.197	4.309	1.215	4.593	1.242	5.008

CANALES SIN INVERTIR.-				TABLA 1.5.1				
DATOS	S E C C I O N T I P O 145							
	25		26		27		28	
b	1.35		1.35		1.50		1.50	
d	1.30		1.35		1.35		1.40	
A	4.290		4.557		4.764		5.040	
P	6.037		6.218		6.368		6.548	
r	0.7106		0.7329		0.7481		0.7657	
n	0.032		0.031		0.031		0.031	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.249	1.068	0.262	1.194	0.266	1.267	0.271	1.366
0.00015	0.305	1.308	0.321	1.463	0.326	1.553	0.332	1.673
0.00020	0.352	1.510	0.370	1.686	0.376	1.791	0.383	1.932
0.00025	0.393	1.686	0.414	1.887	0.420	2.001	0.428	2.157
0.00030	0.431	1.849	0.455	2.073	0.460	2.191	0.469	2.364
0.00035	0.465	1.995	0.491	2.237	0.497	2.368	0.507	2.555
0.00040	0.498	2.136	0.525	2.392	0.531	2.530	0.542	2.732
0.00045	0.528	2.265	0.557	2.538	0.564	2.687	0.575	2.898
0.00050	0.557	2.389	0.587	2.675	0.594	2.830	0.606	3.054
0.00055	0.584	2.505	0.615	2.803	0.624	2.973	0.636	3.205
0.00060	0.609	2.613	0.642	2.926	0.651	3.101	0.664	3.347
0.00065	0.634	2.720	0.669	3.049	0.678	3.230	0.691	3.483
0.00070	0.658	2.823	0.694	3.163	0.704	3.354	0.716	3.609
0.00075	0.682	2.926	0.719	3.276	0.728	3.468	0.742	3.740
0.00080	0.704	3.020	0.742	3.381	0.752	3.583	0.766	3.861
0.00085	0.726	3.115	0.764	3.482	0.775	3.692	0.790	3.982
0.00090	0.747	3.205	0.787	3.586	0.797	3.797	0.813	4.098
0.00095	0.767	3.290	0.808	3.682	0.820	3.906	0.836	4.213
0.00100	0.787	3.376	0.829	3.778	0.841	4.007	0.857	4.319
0.00110	0.825	3.539	0.870	3.965	0.891	4.197	0.895	4.525
0.00120	0.862	3.698	0.908	4.138	0.921	4.388	0.939	4.733
0.00130	0.897	3.848	0.945	4.306	0.958	4.564	0.977	4.924
0.00140	0.931	3.994	0.981	4.470	0.994	4.735	1.013	5.106
0.00150	0.964	4.136	1.016	4.630	1.029	4.902	1.050	5.292
0.00160	0.995	4.269	1.049	4.780	1.063	5.064	1.084	5.463
0.00170	1.026	4.402	1.080	4.922	1.096	5.221	1.117	5.632
0.00180	1.056	4.530	1.112	5.057	1.127	5.369	1.152	5.796
0.00190	1.085	4.655	1.143	5.209	1.158	5.517	1.181	5.952
0.00200	1.113	4.775	1.172	5.341	1.189	5.664	1.211	6.103
0.00220	1.167	5.006	1.229	5.601	1.247	5.941	1.271	6.406
0.00240	1.219	5.220	1.285	5.856	1.302	6.203	1.327	6.658
0.00260	1.268	5.440	1.338	6.093	1.355	6.455	1.382	6.965

CANALIZADO BEN BENKINSTEIN.				VALUD 1.0:1				
DATOS	S E C C I O N - T I P O							
	20		30		31		32 (4)	
b	1.50		1.50		1.70		1.70	
d	1.45		1.50		1.50		1.60	
A	5.329		5.625		5.925		6.560	
P	6.728		6.908		7.108		7.469	
r	0.7921		0.8143		0.8336		0.8783	
n	0.031		0.031		0.031		0.031	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.276	1.471	0.281	1.581	0.285	1.689	0.296	1.342
0.00015	0.339	1.807	0.345	1.941	0.350	2.074	0.362	2.175
0.00020	0.391	2.084	0.398	2.239	0.405	2.400	0.418	2.742
0.00025	0.436	2.323	0.445	2.503	0.451	2.672	0.467	3.056
0.00030	0.478	2.547	0.488	2.745	0.495	2.933	0.512	3.350
0.00035	0.516	2.750	0.526	2.959	0.534	3.164	0.554	3.630
0.00040	0.552	2.942	0.562	3.161	0.572	3.389	0.592	3.980
0.00045	0.585	3.117	0.597	3.358	0.607	3.586	0.626	4.120
0.00050	0.617	3.288	0.629	3.538	0.639	3.786	0.661	4.336
0.00055	0.647	3.448	0.660	3.713	0.660	3.911	0.694	4.550
0.00060	0.677	3.608	0.689	3.876	0.700	4.148	0.725	4.756
0.00065	0.704	3.752	0.717	4.033	0.728	4.313	0.755	4.953
0.00070	0.730	3.890	0.744	4.185	0.756	4.479	0.782	5.130
0.00075	0.756	4.029	0.771	4.337	0.782	4.633	0.810	5.310
0.00080	0.781	4.162	0.795	4.472	0.808	4.787	0.837	5.491
0.00085	0.805	4.290	0.820	4.613	0.834	4.941	0.862	5.655
0.00090	0.828	4.412	0.844	4.748	0.857	5.078	0.888	5.825
0.00095	0.852	4.540	0.868	4.883	0.880	5.214	0.912	5.983
0.00100	0.874	4.658	0.890	5.006	0.904	5.356	0.936	6.140
0.00110	0.915	4.876	0.933	5.248	0.947	5.611	0.981	6.435
0.00120	0.957	5.010	0.974	5.479	0.990	5.866	1.025	6.724
0.00130	0.995	5.302	1.014	5.704	1.030	6.103	1.067	6.999
0.00140	1.034	5.510	1.053	5.923	1.069	6.334	1.107	7.262
0.00150	1.070	5.702	1.089	6.126	1.107	6.559	1.145	7.511
0.00160	1.105	5.889	1.125	6.328	1.143	6.772	1.184	7.767
0.00170	1.139	6.070	1.159	6.519	1.178	6.980	1.220	8.003
0.00180	1.182	6.299	1.193	6.711	1.212	7.181	1.255	8.233
0.00190	1.204	6.416	1.226	6.896	1.245	7.377	1.289	8.456
0.00200	1.235	6.581	1.258	7.076	1.277	7.566	1.323	8.670
0.00220	1.256	6.906	1.319	7.419	1.340	7.940	1.388	9.105
0.00240	1.353	7.210	1.377	7.746	1.400	8.295	1.449	9.505
0.00260	1.408	7.503	1.434	8.066	1.457	8.633	1.508	9.892

CANALAS SIN HORIZONTE.-				TAJADO 1.5:1				
DATOS	S E C C I O N T I P O M A							
	33		34		35		36	
b	1.70		1.85		1.85		1.85	
d	1.70		1.70		1.85		1.90	
A	7.225		7.480		8.557		9.709	
P	7.829		7.979		8.520		9.261	
r	0.9229		0.9375		1.004		1.071	
h	0.031		0.031		0.031		0.031	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.306	2.211	0.309	2.311	0.324	2.772	0.337	3.263
0.00015	0.375	2.709	0.378	2.827	0.397	3.397	0.414	4.016
0.00020	0.432	3.121	0.436	3.261	0.458	3.919	0.478	4.637
0.00025	0.483	3.490	0.489	3.658	0.511	4.373	0.536	5.180
0.00030	0.529	3.822	0.535	4.002	0.560	4.792	0.585	5.675
0.00035	0.572	4.133	0.578	4.323	0.606	5.186	0.632	6.130
0.00040	0.611	4.414	0.617	4.615	0.647	5.536	0.676	6.557
0.00045	0.648	4.682	0.656	4.907	0.687	5.879	0.716	6.945
0.00050	0.683	4.935	0.691	5.169	0.723	6.187	0.755	7.324
0.00055	0.716	5.173	0.725	5.423	0.759	6.495	0.782	7.682
0.00060	0.749	5.411	0.757	5.662	0.793	6.786	0.827	8.022
0.00065	0.779	5.628	0.788	5.894	0.825	7.059	0.861	8.352
0.00070	0.809	5.845	0.818	6.119	0.856	7.325	0.894	8.672
0.00075	0.838	6.055	0.846	6.328	0.886	7.582	0.925	8.973
0.00080	0.864	6.242	0.874	6.538	0.915	7.830	0.956	9.273
0.00085	0.891	6.437	0.901	6.739	0.943	8.069	0.985	9.555
0.00090	0.918	6.633	0.927	6.934	0.971	8.309	1.013	9.826
0.00095	0.942	6.806	0.953	7.128	0.997	8.531	1.041	10.090
0.00100	0.968	6.994	0.977	7.308	1.024	8.762	1.069	10.360
0.00110	1.014	7.326	1.025	7.667	1.073	9.182	1.120	10.866
0.00120	1.059	7.651	1.070	8.004	1.121	9.592	1.170	11.360
0.00130	1.103	7.969	1.115	8.340	1.167	9.986	1.218	11.815
0.00140	1.144	8.265	1.156	8.647	1.210	10.354	1.264	12.251
0.00150	1.184	8.554	1.197	8.954	1.253	10.722	1.308	12.698
0.00160	1.223	8.836	1.236	9.245	1.294	11.073	1.351	13.105
0.00170	1.260	9.104	1.273	9.522	1.334	11.415	1.392	13.502
0.00180	1.298	9.378	1.310	9.799	1.372	11.740	1.433	13.900
0.00190	1.333	9.631	1.347	10.075	1.410	12.065	1.472	14.275
0.00200	1.367	9.877	1.382	10.337	1.447	12.382	1.511	14.657
0.00220	1.434	10.361	1.449	10.839	1.518	12.989		
0.00240	1.498	10.823	1.514	11.325				
0.00250	1.559	11.257						

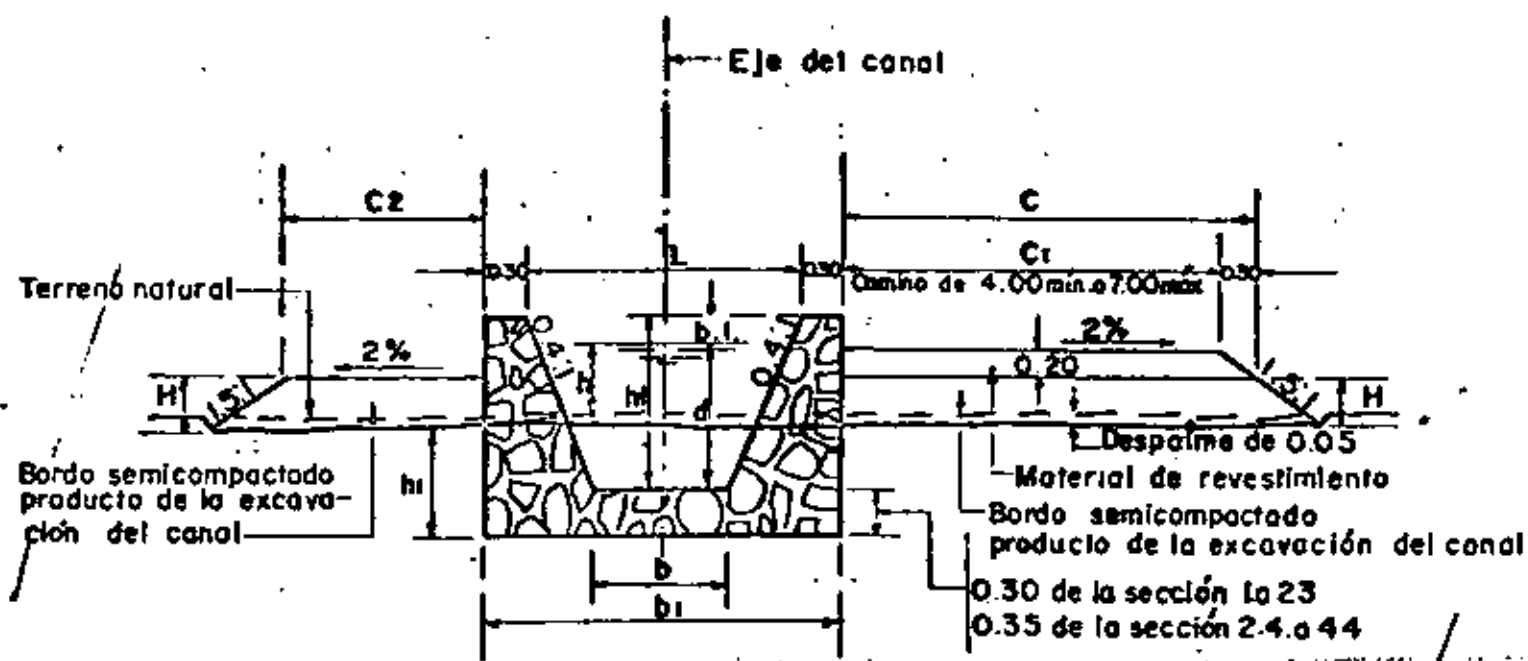
DATOS		SECCION T IPO 149							
		17		33		39		49	
b	2.00	2.00		2.50		2.50		2.50	
d	1.50	1.50		1.50		1.50		1.50	
A	6.375	7.040		7.125		7.800		7.800	
P	7.408	7.769		7.908		8.260		8.260	
r	0.8605	0.9062		0.9010		0.9021		0.9021	
n	0.031	0.031		0.031		0.031		0.031	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00010	0.292	1.862	0.302	2.126	0.321	2.145	0.312	2.500	
0.00015	0.358	2.282	0.370	2.605	0.362	2.622	0.381	2.930	
0.00020	0.413	2.633	0.427	3.006	0.426	3.035	0.441	3.457	
0.00025	0.461	2.939	0.478	3.365	0.476	3.392	0.492	3.857	
0.00030	0.506	3.226	0.524	3.689	0.522	3.715	0.540	4.230	
0.00035	0.546	3.481	0.565	3.978	0.561	4.011	0.582	4.562	
0.00040	0.583	3.717	0.605	4.259	0.601	4.282	0.622	4.834	
0.00045	0.620	3.953	0.641	4.513	0.639	4.553	0.661	5.130	
0.00050	0.653	4.163	0.675	4.752	0.673	4.795	0.696	5.457	
0.00055	0.684	4.361	0.709	4.991	0.706	5.030	0.730	5.720	
0.00060	0.715	4.558	0.740	5.210	0.738	5.258	0.763	5.980	
0.00065	0.744	4.743	0.771	5.428	0.768	5.472	0.794	6.220	
0.00070	0.773	4.928	0.799	5.625	0.796	5.672	0.821	6.460	
0.00075	0.799	5.094	0.827	5.822	0.824	5.871	0.853	6.680	
0.00080	0.826	5.266	0.855	6.019	0.852	6.071	0.880	6.880	
0.00085	0.852	5.432	0.881	6.202	0.877	6.249	0.908	7.110	
0.00090	0.876	5.585	0.906	6.378	0.903	6.434	0.935	7.330	
0.00095	0.899	5.731	0.931	6.554	0.928	6.612	0.960	7.520	
0.00100	0.924	5.891	0.956	6.710	0.953	6.790	0.985	7.720	
0.00110	0.969	6.177	1.002	7.054	0.999	7.118	1.033	8.090	
0.00120	1.011	6.443	1.045	7.364	1.043	7.431	1.070	8.430	
0.00130	1.052	6.707	1.089	7.667	1.085	7.731	1.123	8.820	
0.00140	1.092	6.962	1.131	7.962	1.126	8.023	1.166	9.170	
0.00150	1.131	7.210	1.170	8.237	1.166	8.308	1.206	9.455	
0.00160	1.168	7.446	1.208	8.504	1.204	8.579	1.245	9.761	
0.00170	1.204	7.676	1.245	8.765	1.241	8.842	1.283	10.050	
0.00180	1.238	7.892	1.282	9.025	1.276	9.092	1.321	10.347	
0.00190	1.272	8.109	1.317	9.272	1.311	9.341	1.357	10.630	
0.00200	1.305	8.319	1.351	9.511	1.346	9.590	1.392	10.910	
0.00220	1.369	8.727	1.417	9.976	1.412	10.061	1.461	11.451	
0.00240	1.430	9.116	1.480	10.419	1.478	10.502	1.525	11.956	
0.00260	1.488	9.486	1.540	10.842	1.534	10.930			

amb.

CANALIZACION INVERTIDA.					TABLA 1.2.1			
DATOS	S E C C I O N T I P O ISO							
	41		42		43		44	
b	3.00		3.00		3.00		3.00	
d	1.50		1.60		1.50		1.60	
A	7.875		8.640		8.625		9.440	
P	8.408		8.769		8.908		5.269	
r	0.9366		0.9853		0.9682		1.0184	
n	0.031		0.031		0.031		0.031	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.309	2.433	0.319	2.756	0.316	2.726	0.327	3.087
0.00015	0.378	2.977	0.392	3.387	0.386	3.329	0.400	3.775
0.00020	0.436	3.434	0.451	3.897	0.446	3.847	0.462	4.361
0.00025	0.488	3.843	0.505	4.362	0.499	4.304	0.516	4.971
0.00030	0.534	4.205	0.554	4.787	0.547	4.718	0.565	5.332
0.00035	0.578	4.552	0.597	5.158	0.591	5.097	0.611	5.768
0.00040	0.617	4.859	0.639	5.521	0.631	5.442	0.653	5.947
0.00045	0.655	5.158	0.678	5.858	0.670	5.773	0.693	6.547
0.00050	0.690	5.434	0.714	6.169	0.706	6.089	0.730	6.831
0.00055	0.724	5.702	0.749	6.471	0.741	6.391	0.765	7.222
0.00060	0.757	5.961	0.782	6.756	0.774	6.676	0.799	7.543
0.00065	0.788	6.206	0.814	7.033	0.805	6.943	0.832	7.854
0.00070	0.816	6.426	0.845	7.301	0.836	7.211	0.864	8.156
0.00075	0.845	6.654	0.875	7.560	0.864	7.452	0.894	8.433
0.00080	0.873	6.875	0.904	7.811	0.893	7.702	0.924	8.723
0.00085	0.901	7.095	0.931	8.044	0.924	7.970	0.952	8.987
0.00090	0.926	7.292	0.958	8.277	0.947	8.168	0.979	9.242
0.00095	0.952	7.497	0.985	8.510	0.973	8.392	1.007	9.506
0.00100	0.977	7.694	1.010	8.726	0.999	8.616	1.033	9.752
0.00110	1.024	8.064	1.059	9.150	1.047	9.030	1.083	10.224
0.00120	1.070	8.426	1.107	9.564	1.094	9.436	1.132	10.689
0.00130	1.113	8.765	1.152	9.953	1.139	9.824	1.177	11.111
0.00140	1.155	9.096	1.195	10.325	1.182	10.195	1.222	11.535
0.00150	1.195	9.411	1.237	10.688	1.223	10.548	1.265	11.942
0.00160	1.245	9.804	1.277	11.033	1.263	10.893	1.306	12.329
0.00170	1.273	10.025	1.317	11.379	1.302	11.230	1.346	12.705
0.00180	1.309	10.308	1.355	11.707	1.339	11.549	1.385	13.076
0.00190	1.345	10.600	1.392	12.027	1.376	11.869	1.423	13.431
0.00200	1.381	10.875	1.429	12.347	1.412	12.179	1.461	13.792
0.00220	1.448	11.403	1.498	12.942	1.481	12.774	1.532	14.462
0.00240	1.513	11.915						
0.00260								

151

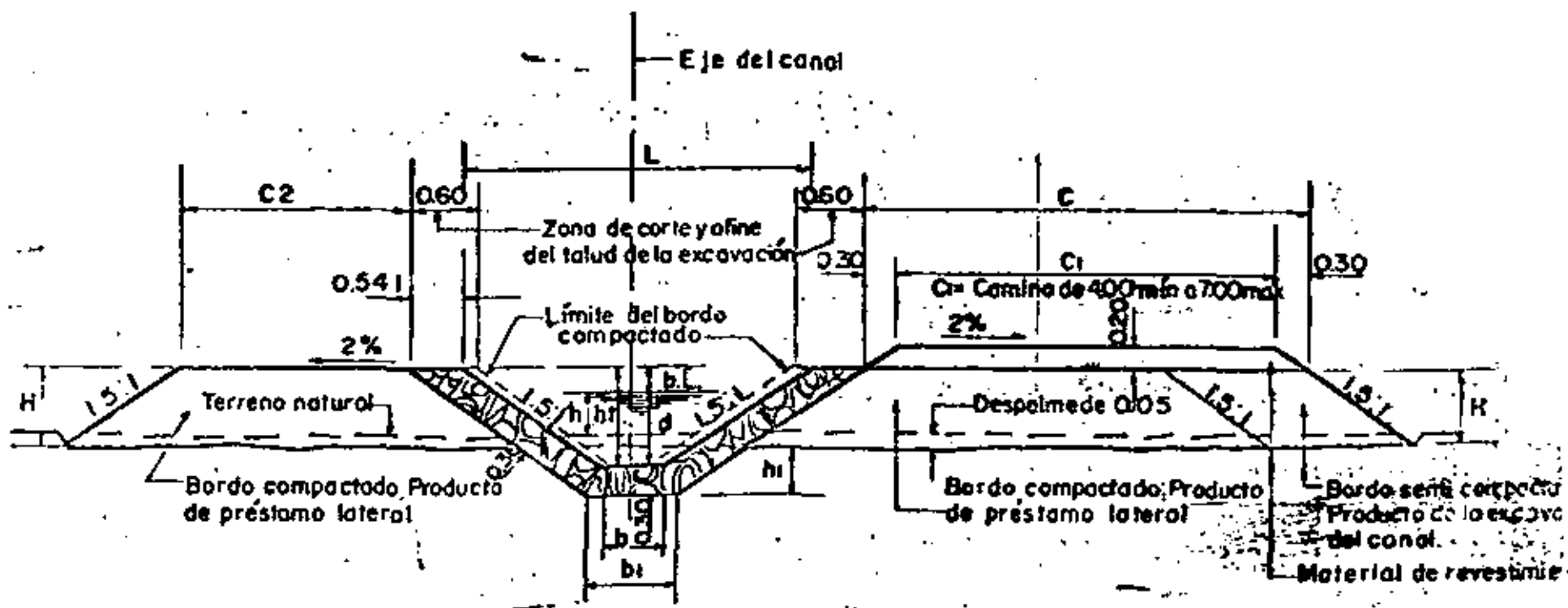
CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERÍA (solud 0.4) espalme = 0.05m												
DATOS DEL CANAL												
	b	d	b.l.	h ₁	H	h	h ₂	c	c ₁	C ₂	L	l ₁
1	0.30	0.35	0.15	0.50	0.30	0.40	0.20	4.30	4.00	1.00	0.70	1.40
2	0.40	0.40	0.15	0.55	0.30	0.40	0.25	4.30	4.00	1.00	0.80	1.50
3	0.50	0.45	0.15	0.60	0.30	0.40	0.30	4.30	4.00	1.00	0.90	1.60
4	0.50	0.50	0.15	0.65	0.30	0.40	0.35	4.30	4.00	1.00	1.00	1.70
5	0.60	0.55	0.15	0.70	0.30	0.40	0.40	4.30	4.00	1.00	1.10	1.80
6	0.60	0.60	0.15	0.75	0.30	0.40	0.45	4.30	4.00	1.00	1.20	1.90
7	0.75	0.60	0.15	0.75	0.30	0.40	0.45	4.30	4.00	1.00	1.35	2.00
8	0.75	0.65	0.15	0.80	0.30	0.40	0.50	4.30	4.00	1.00	1.35	2.00
9	0.75	0.70	0.15	0.85	0.30	0.40	0.55	4.30	4.00	1.00	1.40	2.10
10	0.75	0.75	0.15	0.90	0.30	0.40	0.60	4.30	4.00	1.00	1.40	2.10
11	0.90	0.75	0.15	0.90	0.30	0.40	0.60	4.30	4.00	1.00	1.60	2.20
12	0.90	0.80	0.20	1.00	0.30	0.40	0.65	4.30	4.00	1.00	1.70	2.30
13	0.90	0.85	0.20	1.05	0.30	0.40	0.70	4.30	4.00	1.00	1.70	2.30
14	0.90	0.90	0.20	1.10	0.30	0.40	0.75	4.30	4.00	1.00	1.70	2.30
15	1.05	0.90	0.20	1.10	0.30	0.40	0.75	4.30	4.00	1.00	1.90	2.50
16	1.05	0.95	0.20	1.15	0.40	0.50	0.70	4.30	4.00	1.00	1.90	2.50
17	1.05	1.00	0.20	1.20	0.40	0.50	0.75	4.30	4.00	1.00	2.00	2.60
18	1.05	1.05	0.20	1.25	0.40	0.50	0.80	4.30	4.00	1.00	2.00	2.60
19	1.20	1.05	0.20	1.25	0.40	0.50	0.80	4.30	4.00	1.00	2.20	2.80
20	1.20	1.10	0.20	1.30	0.40	0.50	0.85	4.30	4.00	1.00	2.20	2.80
21	1.20	1.15	0.20	1.35	0.40	0.50	0.90	4.30	4.00	1.00	2.20	2.80
22	1.20	1.20	0.20	1.40	0.40	0.50	0.95	6.30	6.00	1.50	2.30	2.90
23	1.35	1.20	0.25	1.45	0.40	0.50	0.95	6.30	6.00	1.50	2.50	3.10
24	1.35	1.25	0.25	1.50	0.40	0.50	1.05	6.30	6.00	1.50	2.50	3.10
25	1.35	1.30	0.25	1.55	0.40	0.50	1.10	6.30	6.00	1.50	2.50	3.10
26	1.35	1.35	0.25	1.60	0.40	0.50	1.15	6.30	6.00	1.50	2.60	3.20
27	1.50	1.35	0.25	1.60	0.40	0.50	1.15	6.30	6.00	1.50	2.70	3.30
28	1.50	1.40	0.25	1.65	0.40	0.50	1.20	6.30	6.00	1.50	2.80	3.40
29	1.50	1.45	0.25	1.70	0.50	0.60	1.15	6.30	6.00	1.50	2.80	3.40
30	1.50	1.50	0.25	1.75	0.50	0.60	1.20	6.30	6.00	1.50	2.90	3.50
31	1.70	1.50	0.30	1.80	0.50	0.60	1.20	6.30	6.00	1.50	3.10	3.70
32	1.70	1.60	0.30	1.90	0.55	0.60	1.30	6.30	6.00	1.50	3.20	3.80
33	1.70	1.70	0.30	2.00	0.55	0.60	1.40	6.30	6.00	1.50	3.30	3.90
34	1.85	1.70	0.30	2.00	0.55	0.60	1.40	6.30	6.00	1.50	3.45	4.05
35	1.85	1.85	0.35	2.20	0.55	0.60	1.55	7.30	7.00	2.00	3.60	4.20
36	1.85	2.00	0.35	2.35	0.65	0.65	1.70	7.30	7.00	2.00	3.70	4.30
37	2.00	1.50	0.30	1.80	0.50	0.60	1.20	7.30	7.00	2.00	3.40	4.00
38	2.00	1.60	0.30	1.90	0.55	0.60	1.30	7.30	7.00	2.00	3.50	4.10
39	2.50	1.50	0.30	1.80	0.50	0.60	1.20	7.30	7.00	2.00	3.50	4.10
40	2.50	1.60	0.35	1.95	0.55	0.60	1.30	7.30	7.00	2.00	4.00	4.60
41	3.00	1.50	0.35	1.85	0.50	0.60	1.20	7.30	7.00	2.00	4.40	5.00
42	3.00	1.60	0.35	1.95	0.55	0.60	1.30	7.30	7.00	2.00	4.50	5.10
43	3.00	1.50	0.35	1.85	0.50	0.60	1.20	7.30	7.00	2.00	4.40	5.00
44	3.00	1.60	0.35	1.95	0.55	0.60	1.30	7.30	7.00	2.00	4.50	5.10



SECCION TIPO
(Anotaciones en metros)

152

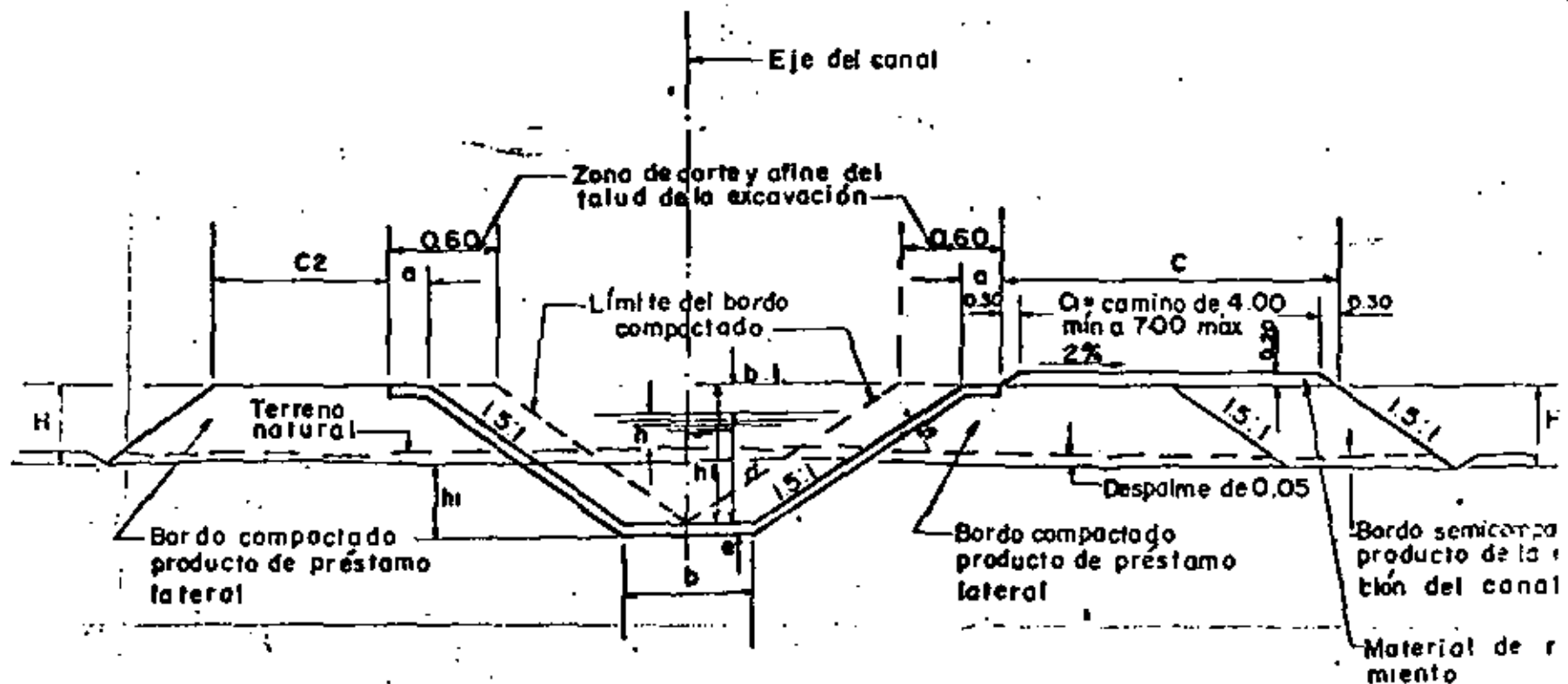
Numero	CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA 1:1:1 despolme=0.05m											
	DATOS DEL CANAL											
	b	d	b ₁	h ₁	H	h	h ₂	c	c ₁	C ₂	L	b ₂
1	0.40	0.35	0.15	0.50	0.60	0.40	0.20	4.60	4.00	2.00	1.50	1.382
2	0.40	0.40	0.15	0.55	0.60	0.40	0.25	4.60	4.00	2.00	2.05	1.582
3	0.50	0.45	0.15	0.60	0.60	0.40	0.30	4.60	4.00	2.00	2.50	1.582
4	0.50	0.50	0.15	0.65	0.60	0.40	0.35	4.60	4.00	2.00	2.95	1.582
5	0.60	0.55	0.15	0.70	0.60	0.40	0.40	4.60	4.00	2.00	2.70	1.732
6	0.60	0.60	0.15	0.75	0.60	0.40	0.45	4.60	4.00	2.00	2.85	1.782
7	0.75	0.60	0.15	0.75	0.60	0.40	0.45	4.60	4.00	2.00	3.00	1.632
8	0.75	0.65	0.15	0.80	0.60	0.40	0.50	4.60	4.00	2.00	3.15	1.632
9	0.75	0.70	0.15	0.85	0.60	0.40	0.55	4.60	4.00	2.00	3.30	1.632
10	0.75	0.75	0.15	0.90	0.60	0.40	0.60	4.60	4.00	2.00	3.45	1.632
11	0.90	0.75	0.15	0.90	0.60	0.40	0.60	4.60	4.00	2.00	3.60	1.782
12	0.90	0.80	0.15	0.95	0.60	0.40	0.65	4.60	4.00	2.00	3.75	1.782
13	0.90	0.85	0.15	1.00	0.60	0.40	0.70	4.60	4.00	2.00	3.90	1.782
14	0.90	0.90	0.20	1.10	0.65	0.40	0.75	4.60	4.00	2.00	4.20	1.932
15	1.05	0.90	0.20	1.10	0.65	0.40	0.75	4.60	4.00	2.00	4.35	1.232
16	1.05	0.95	0.20	1.15	0.75	0.50	0.70	4.60	4.00	2.00	4.50	1.232
17	1.05	1.00	0.20	1.20	0.75	0.50	0.75	4.60	4.00	2.00	4.65	1.232
18	1.05	1.05	0.20	1.25	0.75	0.50	0.80	4.60	4.00	2.00	4.80	1.232
19	1.20	1.05	0.20	1.25	0.75	0.50	0.80	4.60	4.00	2.00	4.95	1.382
20	1.20	1.10	0.20	1.30	0.75	0.50	0.85	4.60	4.00	2.00	5.10	1.382
21	1.20	1.15	0.20	1.35	0.75	0.50	0.90	4.60	4.00	2.00	5.25	1.532
22	1.20	1.20	0.20	1.40	0.75	0.50	0.95	6.60	6.00	2.00	5.40	1.532
23	1.35	1.20	0.20	1.40	0.75	0.50	0.95	6.60	6.00	2.00	5.55	1.632
24	1.35	1.25	0.25	1.50	0.80	0.50	1.00	6.60	6.00	2.00	5.85	1.632
25	1.35	1.30	0.25	1.55	0.80	0.50	1.05	6.60	6.00	2.00	6.00	1.532
26	1.35	1.35	0.25	1.60	0.80	0.50	1.10	6.60	6.00	2.00	6.15	1.532
27	1.50	1.35	0.25	1.60	0.80	0.50	1.10	6.60	6.00	2.00	6.30	1.682
28	1.50	1.40	0.25	1.65	0.80	0.50	1.15	6.60	6.00	2.50	6.45	1.682
29	1.50	1.45	0.30	1.75	0.90	0.55	1.15	6.60	6.00	2.50	6.75	1.682
30	1.50	1.50	0.30	1.80	0.90	0.55	1.20	6.60	6.00	2.50	6.90	1.682
31	1.70	1.50	0.30	1.80	0.90	0.55	1.20	6.60	6.00	2.50	7.10	1.832
32	1.70	1.60	0.30	1.90	0.95	0.60	1.25	6.60	6.00	2.50	7.40	1.832
33	1.70	1.70	0.30	2.00	0.95	0.60	1.35	6.60	6.00	2.50	7.70	1.832
34	1.85	1.70	0.30	2.00	0.95	0.60	1.35	6.60	6.00	2.50	7.85	1.982
35	1.85	1.85	0.35	2.20	1.05	0.65	1.45	7.60	7.00	2.50	8.45	1.982
36	1.85	2.00	0.35	2.35	1.05	0.65	1.60	7.60	7.00	2.50	8.90	1.982
37	2.00	1.50	0.30	1.80	0.90	0.55	1.20	7.60	7.00	2.50	7.40	2.132
38	2.00	1.60	0.30	1.90	0.95	0.60	1.25	7.60	7.00	2.50	7.70	2.132
39	2.00	1.50	0.30	1.80	0.90	0.55	1.20	7.60	7.00	2.50	7.90	2.282
40	2.00	1.60	0.35	1.95	0.95	0.55	1.35	7.60	7.00	2.50	8.35	2.282
41	2.00	1.50	0.35	1.85	0.90	0.50	1.25	7.60	7.00	2.50	8.55	2.432
42	2.00	1.60	0.35	1.95	0.95	0.55	1.30	7.60	7.00	2.50	8.85	2.432
43	2.00	1.50	0.35	1.85	0.90	0.50	1.25	7.60	7.00	2.50	9.05	2.582
44	2.00	1.60	0.35	1.95	0.95	0.55	1.30	7.60	7.00	2.50	9.35	2.582



SECCION TIPO
(acotaciones en metros)

154

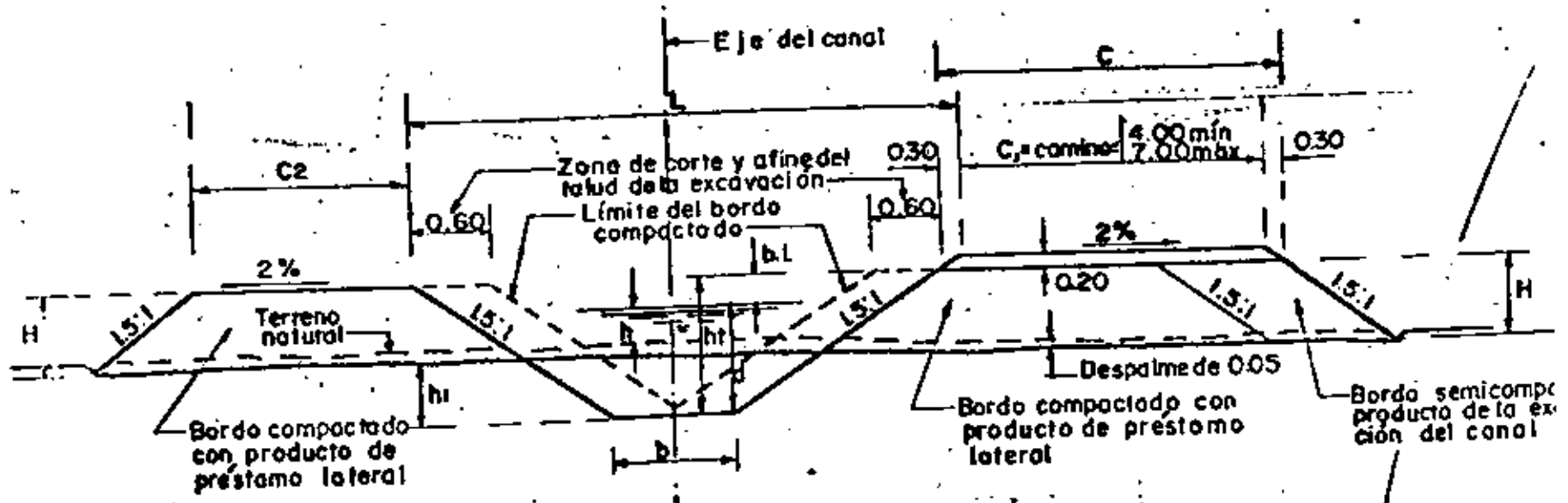
P. 1000	CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO Talud 1.5:1 desbaste = 0.05											
	D A T O S D E L C A N A L											C ₂
	b	d	b.l.	ht	e	a	H	h	h ₁	c	c ₁	
1	0.40	0.15	0.15	0.50	0.05	0.10	0.60	0.40	0.05	4.60	4.00	2.00
2	0.40	0.40	0.15	0.50	0.05	0.10	0.60	0.40	0.00	4.60	4.00	2.00
3	0.50	0.45	0.15	0.60	0.05	0.10	0.60	0.40	0.05	4.60	4.00	2.00
4	0.50	0.50	0.15	0.65	0.05	0.10	0.60	0.40	0.10	4.60	4.00	2.00
5	0.60	0.55	0.15	0.70	0.05	0.10	0.60	0.40	0.15	4.60	4.00	2.00
6	0.60	0.60	0.15	0.75	0.05	0.10	0.60	0.40	0.20	4.60	4.00	2.00
7	0.75	0.60	0.15	0.75	0.05	0.10	0.60	0.40	0.20	4.60	4.00	2.00
8	0.75	0.65	0.15	0.80	0.05	0.10	0.60	0.40	0.25	4.60	4.00	2.00
9	0.75	0.70	0.15	0.85	0.05	0.10	0.60	0.40	0.30	4.60	4.00	2.00
10	0.75	0.75	0.15	0.90	0.05	0.15	0.60	0.40	0.35	4.60	4.00	2.00
11	0.90	0.75	0.15	0.90	0.05	0.15	0.60	0.40	0.35	4.60	4.00	2.00
12	0.90	0.80	0.15	0.95	0.05	0.15	0.60	0.40	0.40	4.60	4.00	2.00
13	0.90	0.85	0.15	1.00	0.05	0.15	0.60	0.40	0.45	4.60	4.00	2.00
14	0.90	0.90	0.20	1.10	0.05	0.15	0.65	0.40	0.50	4.60	4.00	2.00
15	1.05	0.90	0.20	1.10	0.05	0.15	0.65	0.40	0.50	4.60	4.00	2.00
16	1.05	0.95	0.20	1.15	0.05	0.15	0.75	0.50	0.45	4.60	4.00	2.00
17	1.05	1.00	0.20	1.20	0.05	0.15	0.75	0.50	0.50	4.60	4.00	2.00
18	1.05	1.05	0.20	1.25	0.06	0.15	0.75	0.50	0.56	4.60	4.00	2.00
19	1.20	1.05	0.20	1.25	0.06	0.15	0.75	0.50	0.56	4.60	4.00	2.00
20	1.20	1.10	0.20	1.30	0.06	0.15	0.75	0.50	0.61	4.60	4.00	2.00
21	1.20	1.15	0.20	1.35	0.06	0.15	0.75	0.50	0.66	4.60	4.00	2.00
22	1.20	1.20	0.20	1.40	0.06	0.15	0.75	0.50	0.71	6.60	6.00	2.00
23	1.35	1.20	0.20	1.40	0.06	0.15	0.75	0.50	0.71	6.60	6.00	2.00
24	1.35	1.25	0.25	1.50	0.06	0.15	0.80	0.50	0.76	6.60	6.00	2.00
25	1.35	1.30	0.25	1.55	0.06	0.15	0.80	0.50	0.81	6.60	6.00	2.00
26	1.35	1.35	0.25	1.60	0.06	0.15	0.80	0.50	0.85	6.60	6.00	2.00
27	1.50	1.35	0.25	1.60	0.06	0.15	0.80	0.50	0.86	6.60	6.00	2.00
28	1.50	1.40	0.25	1.65	0.07	0.15	0.80	0.50	0.92	6.60	6.00	2.50
29	1.50	1.45	0.30	1.75	0.07	0.15	0.90	0.55	0.92	6.60	6.00	2.50
30	1.50	1.50	0.30	1.80	0.07	0.15	0.90	0.55	0.97	6.60	6.00	2.50
31	1.70	1.50	0.30	1.80	0.07	0.15	0.90	0.55	0.97	6.60	6.00	2.50
32	1.70	1.60	0.30	1.90	0.07	0.15	0.95	0.60	1.02	6.60	6.00	2.50
33	1.70	1.70	0.30	2.00	0.07	0.15	0.95	0.60	1.12	6.60	6.00	2.50
34	1.85	1.70	0.30	2.00	0.07	0.15	0.95	0.60	1.12	6.60	6.00	2.50
35	1.85	1.85	0.35	2.20	0.07	0.20	1.05	0.65	1.22	7.60	7.00	2.50
36	1.85	2.00	0.35	2.35	0.07	0.20	1.05	0.65	1.37	7.60	7.00	2.50
37	2.00	1.50	0.30	1.80	0.07	0.15	0.90	0.55	0.97	7.60	7.00	2.50
38	2.00	1.60	0.30	1.90	0.07	0.15	0.95	0.60	1.02	7.60	7.00	2.50
39	2.50	1.50	0.30	1.80	0.07	0.15	0.90	0.55	0.97	7.60	7.00	2.50
40	2.50	1.60	0.35	1.95	0.07	0.15	0.95	0.55	1.07	7.60	7.00	2.50
41	3.00	1.50	0.35	1.85	0.07	0.15	0.90	0.50	1.02	7.60	7.00	2.50
42	3.00	1.60	0.35	1.95	0.07	0.15	0.95	0.55	1.07	7.60	7.00	2.50
43	3.50	1.50	0.35	1.85	0.07	0.15	0.90	0.50	1.02	7.60	7.00	2.50
44	3.50	1.60	0.35	1.95	0.07	0.15	0.95	0.55	1.07	7.60	7.00	2.50



SECCION TIPO
(Anotaciones en metros)

157

No.	CANALES SIN REVESTIR talud 1.5:1 despolme = 0.05 m											
	DATOS DEL CANAL											
	b	d	b.l.	ht	H	h	h ₁	c	c ₁	c ₂	L	n
1	0.40	0.35	0.35	0.70	0.60	0.20	0.10	4.60	4.00	2.00	2.50	0.033
2	0.40	0.40	0.35	0.75	0.60	0.20	0.15	4.60	4.00	2.00	2.65	0.033
3	0.50	0.45	0.35	0.80	0.60	0.20	0.20	4.60	4.00	2.00	2.90	0.033
4	0.50	0.50	0.35	0.85	0.60	0.20	0.25	4.60	4.00	2.00	3.05	0.033
5	0.60	0.55	0.35	0.90	0.60	0.20	0.30	4.60	4.00	2.00	3.30	0.033
6	0.60	0.60	0.35	0.95	0.60	0.20	0.35	4.60	4.00	2.00	3.45	0.033
7	0.75	0.60	0.35	0.95	0.60	0.20	0.35	4.60	4.00	2.00	3.60	0.033
8	0.75	0.65	0.35	1.00	0.60	0.20	0.40	4.60	4.00	2.00	3.75	0.033
9	0.75	0.70	0.35	1.05	0.60	0.20	0.45	4.60	4.00	2.00	3.90	0.033
10	0.75	0.75	0.35	1.10	0.60	0.20	0.50	4.60	4.00	2.00	4.05	0.033
11	0.90	0.75	0.35	1.10	0.60	0.20	0.50	4.60	4.00	2.00	4.20	0.033
12	0.90	0.80	0.35	1.15	0.60	0.20	0.55	4.60	4.00	2.00	4.35	0.033
13	0.90	0.85	0.35	1.20	0.60	0.20	0.60	4.60	4.00	2.00	4.50	0.033
14	0.90	0.90	0.35	1.25	0.65	0.25	0.60	4.60	4.00	2.00	4.65	0.033
15	1.05	0.90	0.35	1.25	0.65	0.25	0.60	4.60	4.00	2.00	4.80	0.032
16	1.05	0.95	0.35	1.30	0.75	0.30	0.60	4.60	4.00	2.00	4.95	0.032
17	1.05	1.00	0.40	1.40	0.75	0.30	0.65	4.60	4.00	2.00	5.25	0.032
18	1.05	1.05	0.40	1.45	0.75	0.30	0.70	4.60	4.00	2.00	5.40	0.032
19	1.20	1.05	0.40	1.45	0.75	0.30	0.70	4.60	4.00	2.00	5.55	0.032
20	1.20	1.10	0.40	1.50	0.75	0.30	0.75	4.60	4.00	2.00	5.70	0.032
21	1.20	1.15	0.40	1.55	0.75	0.30	0.80	4.60	4.00	2.00	5.85	0.032
22	1.20	1.20	0.40	1.60	0.75	0.30	0.85	6.60	6.00	2.00	6.00	0.032
23	1.35	1.20	0.45	1.65	0.75	0.25	0.90	6.60	6.00	2.00	6.30	0.032
24	1.35	1.25	0.45	1.70	0.80	0.30	0.90	6.60	6.00	2.00	6.45	0.032
25	1.35	1.30	0.45	1.75	0.80	0.30	0.95	6.60	6.00	2.00	6.60	0.032
26	1.35	1.35	0.45	1.80	0.80	0.30	1.00	6.60	6.00	2.00	6.75	0.032
27	1.50	1.35	0.45	1.80	0.80	0.30	1.00	6.60	6.00	2.00	6.90	0.031
28	1.50	1.40	0.45	1.85	0.80	0.30	1.05	6.60	6.00	2.50	7.05	0.031
29	1.50	1.45	0.50	1.95	0.90	0.35	1.05	6.60	6.00	2.50	7.35	0.031
30	1.50	1.50	0.50	2.00	0.90	0.35	1.10	6.60	6.00	2.50	7.50	0.031
31	1.70	1.50	0.50	2.00	0.90	0.35	1.10	6.60	6.00	2.50	7.70	0.031
32	1.70	1.60	0.50	2.10	0.95	0.40	1.15	6.60	6.00	2.50	8.00	0.031
33	1.70	1.70	0.55	2.25	0.95	0.35	1.30	6.60	6.00	2.50	8.45	0.031
34	1.85	1.70	0.55	2.25	0.95	0.35	1.30	6.60	6.00	2.50	8.60	0.031
35	1.85	1.85	0.55	2.40	1.05	0.45	1.35	7.60	7.00	2.50	9.05	0.031
36	1.85	2.00	0.60	2.60	1.05	0.40	1.55	7.60	7.00	2.50	9.65	0.031
37	2.00	1.50	0.50	2.00	0.90	0.35	1.10	7.60	7.00	2.50	8.00	0.031
38	2.00	1.60	0.50	2.10	0.95	0.40	1.15	7.60	7.00	2.50	8.30	0.031
39	2.50	1.50	0.55	2.05	0.90	0.30	1.15	7.60	7.00	2.50	8.05	0.031
40	2.50	1.60	0.55	2.15	0.95	0.35	1.20	7.60	7.00	2.50	8.40	0.031
41	3.00	1.50	0.55	2.05	0.90	0.30	1.15	7.60	7.00	2.50	8.15	0.031
42	3.00	1.60	0.55	2.15	0.95	0.35	1.20	7.60	7.00	2.50	8.45	0.031
43	3.50	1.50	0.55	2.05	0.90	0.30	1.15	7.60	7.00	2.50	8.05	0.031
44	3.50	1.60	0.55	2.15	0.95	0.35	1.20	7.60	7.00	2.50	8.35	0.031



SECCION TIPO
(Acotaciones en metros)

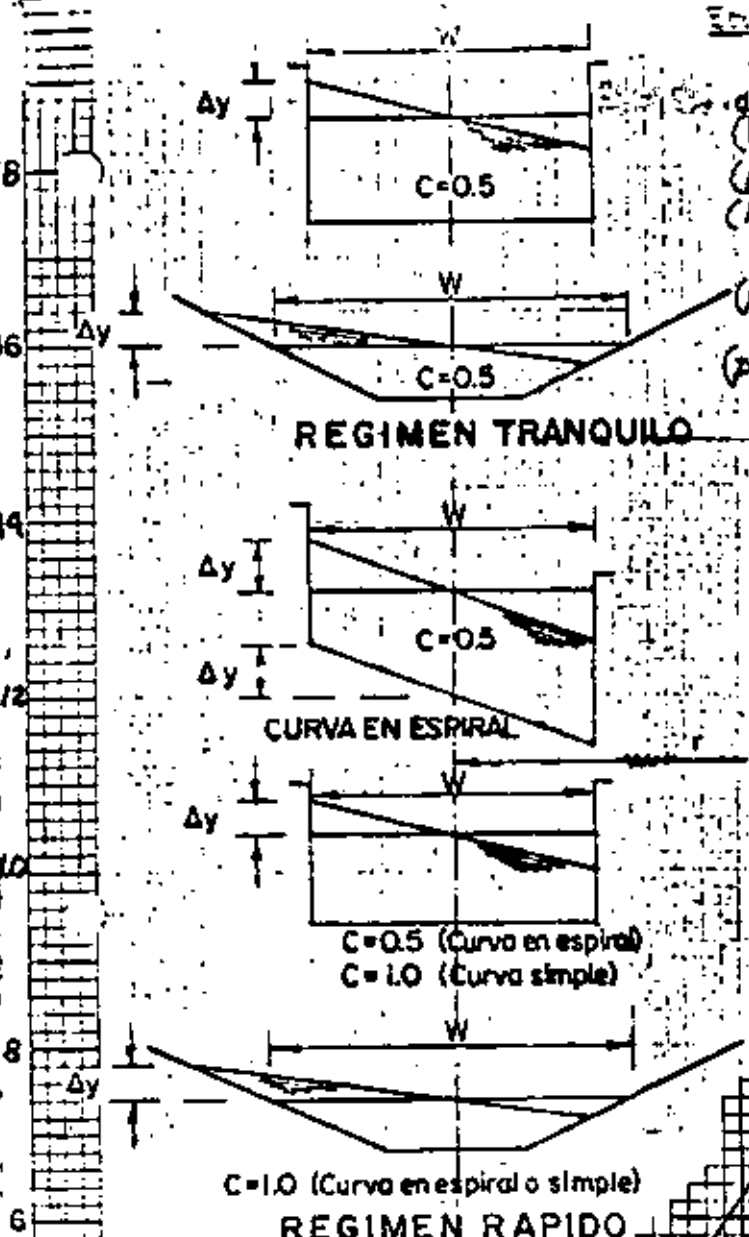
158

CURVAS EN CANALES

Equación:

$$\Delta y = C \frac{V^2 W}{g r}$$

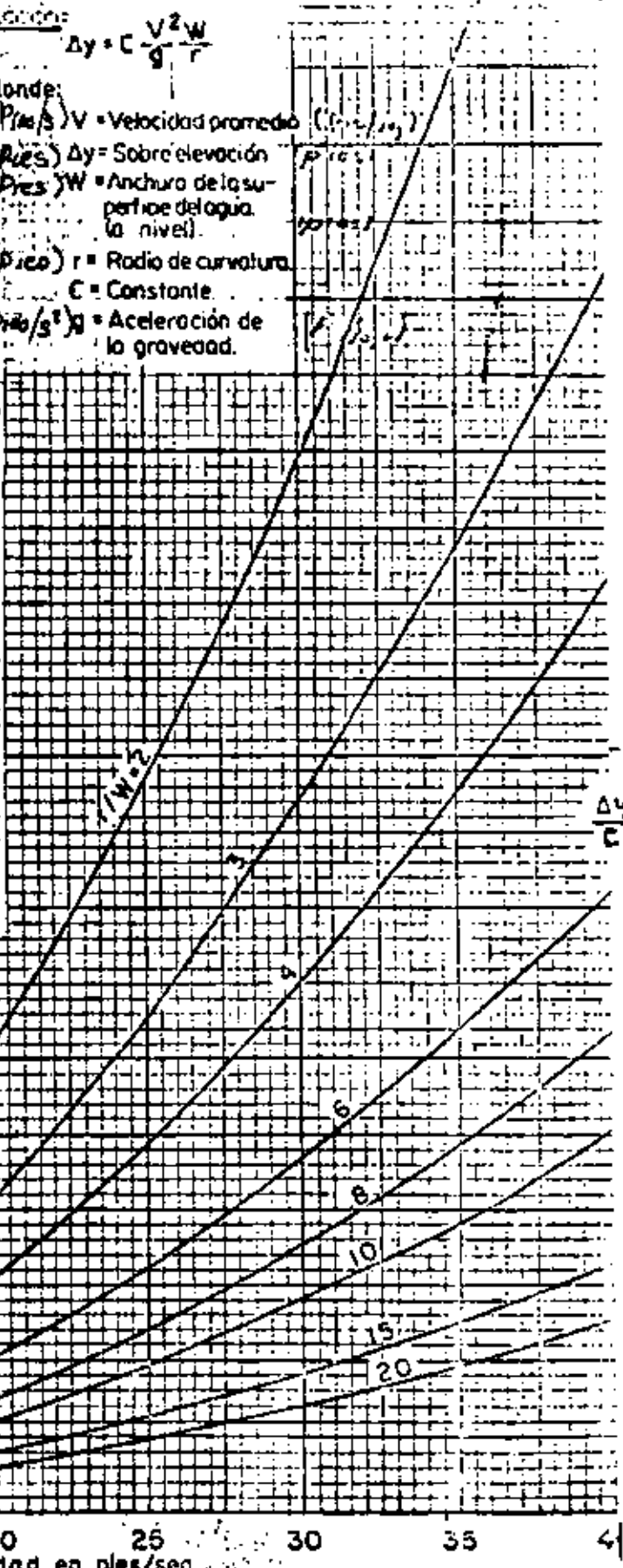
- donde:
 (Pie/s) V = Velocidad promedio
 (Pie/s) Δy = Sobre elevación
 (Pie/s) W = Anchura de la superficie del agua (a nivel)
 (Pie/s) r = Radio de curvatura
 C = Constante
 (Pie/s²) g = Aceleración de la gravedad.



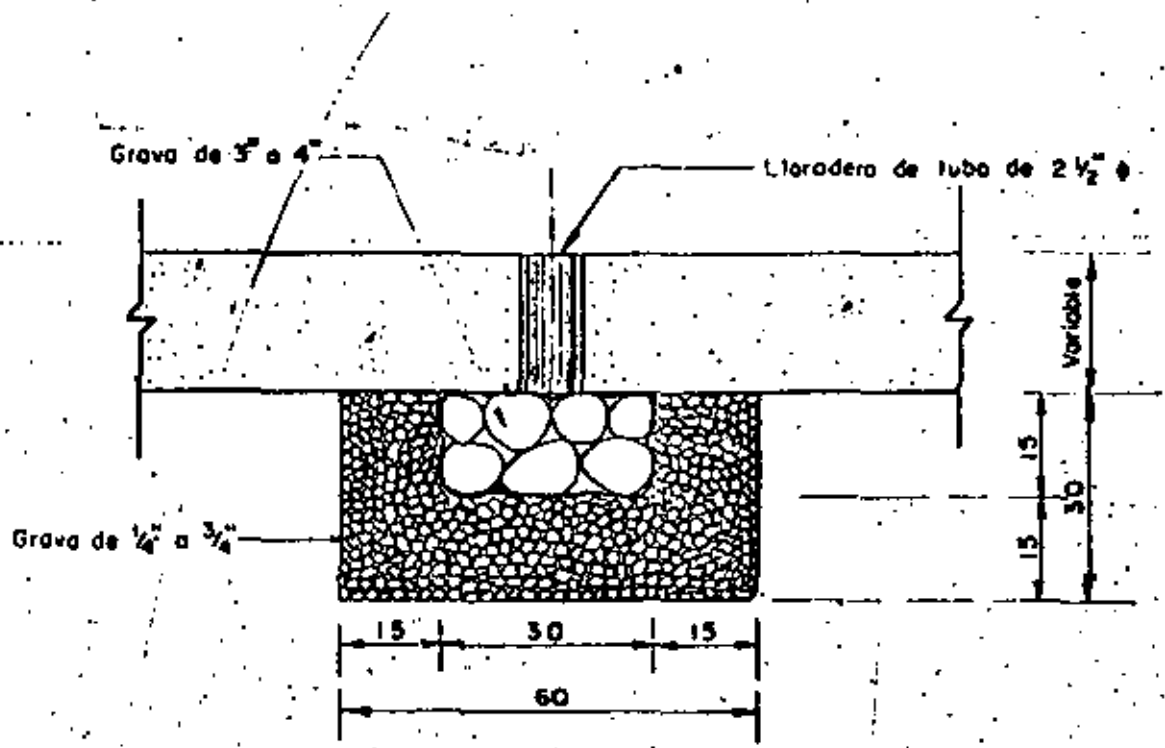
REGIMEN TRANQUILO

CURVA EN ESPIRAL

REGIMEN RAPIDO



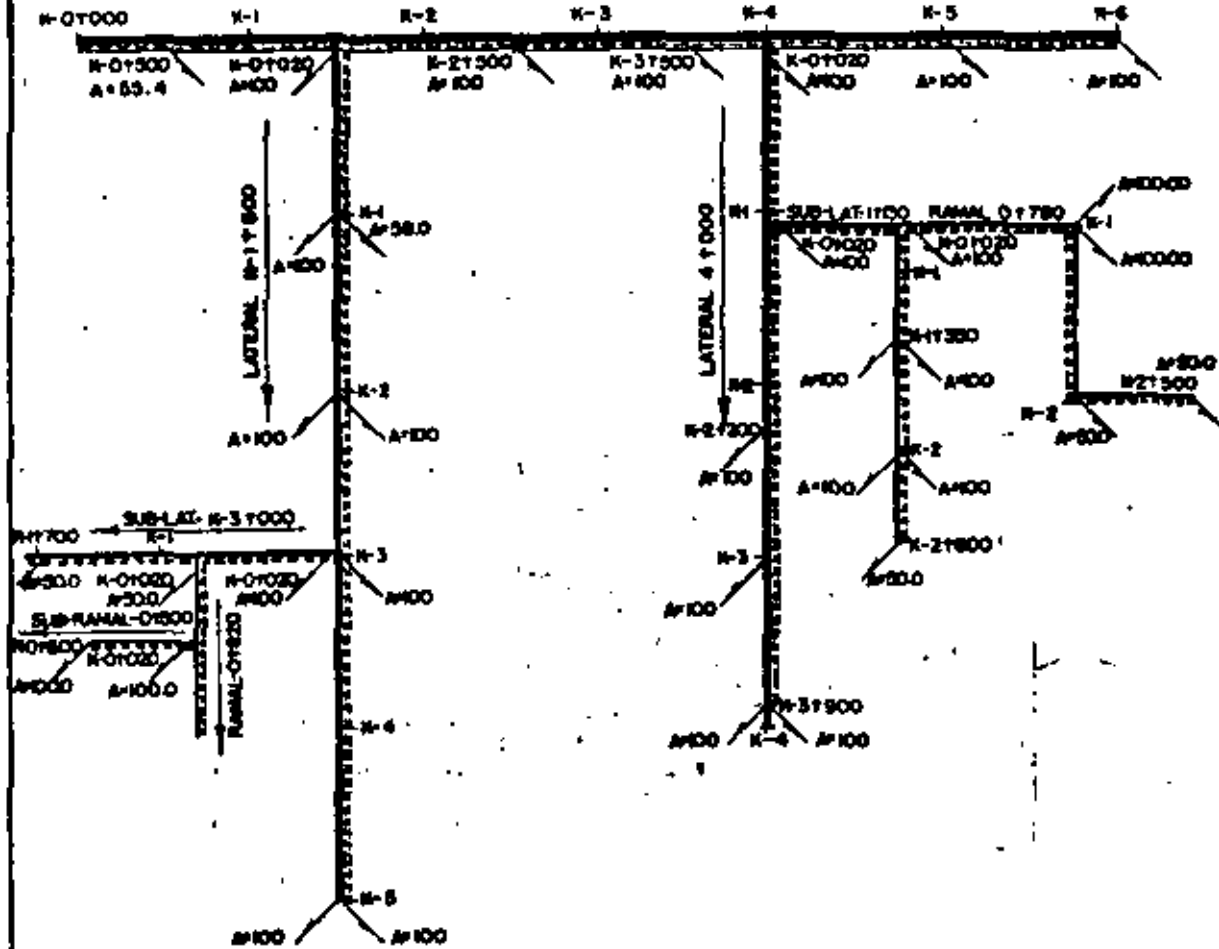
160








*Esja Gravel
 se la robe u
 el caso Pucallpa*

**DETALLE DE LLORADERO CON
 FILTRO DE GRAVA GRADUADA**

CANAL PRINCIPAL



-  CANAL PRINCIPAL.
-  LATERAL.
-  SUB-LATERAL.
-  RAMAL.
-  SUB-RAMAL.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION GERAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS - DEPTO. DE ESTUDIOS

EJEMPLO NOMENCLATURA
 DE PLANEACION

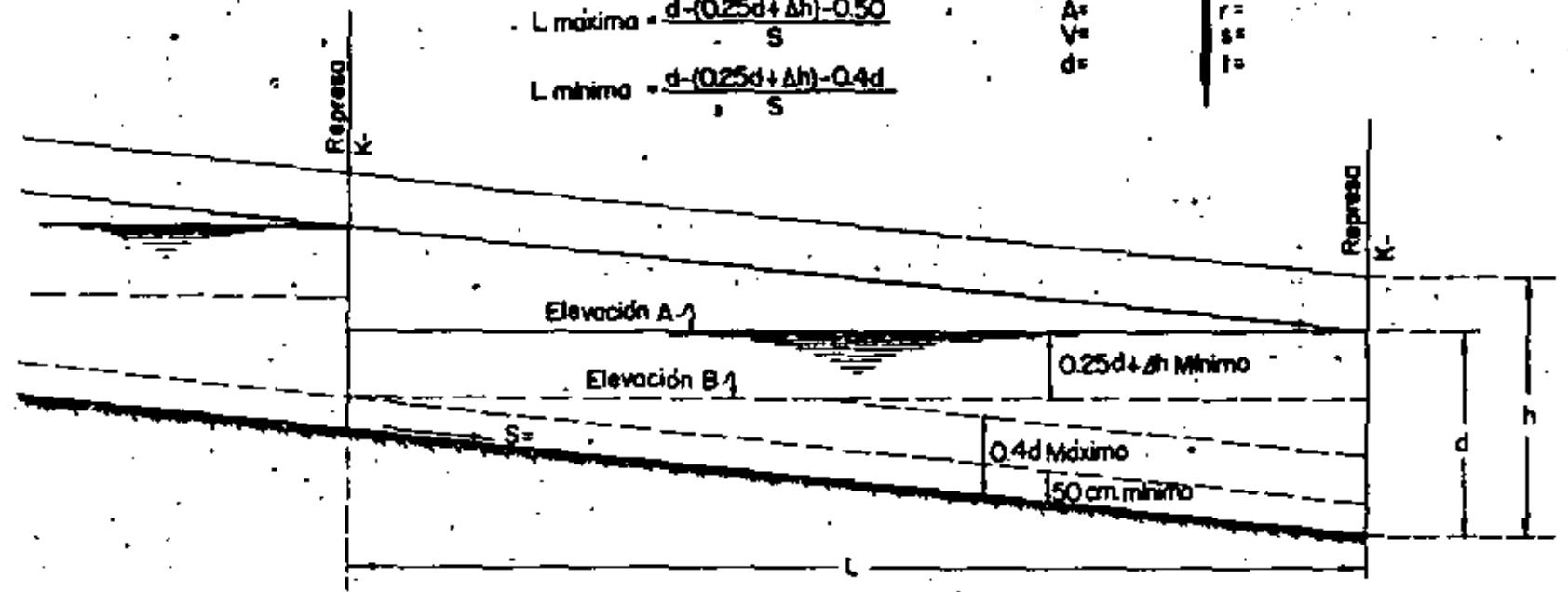
Conforme: _____
 Aprobado: _____
 SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DATOS HIDRAULICOS

Q=	n=
A=	r=
V=	s=
d=	l=

$$L_{\text{máxima}} = \frac{d - (0.25d + \Delta h) - 0.50}{S}$$

$$L_{\text{mínimo}} = \frac{d - (0.25d + \Delta h) - 0.4d}{S}$$



- Elevación A = Nivel del agua con el cual debe abastecerse el gasto máximo de los laterales.
- Elevación B = Nivel máximo en los canales laterales a la salida de la toma.
- L = Distancia entre dos represas.
- h = Altura de bordo.

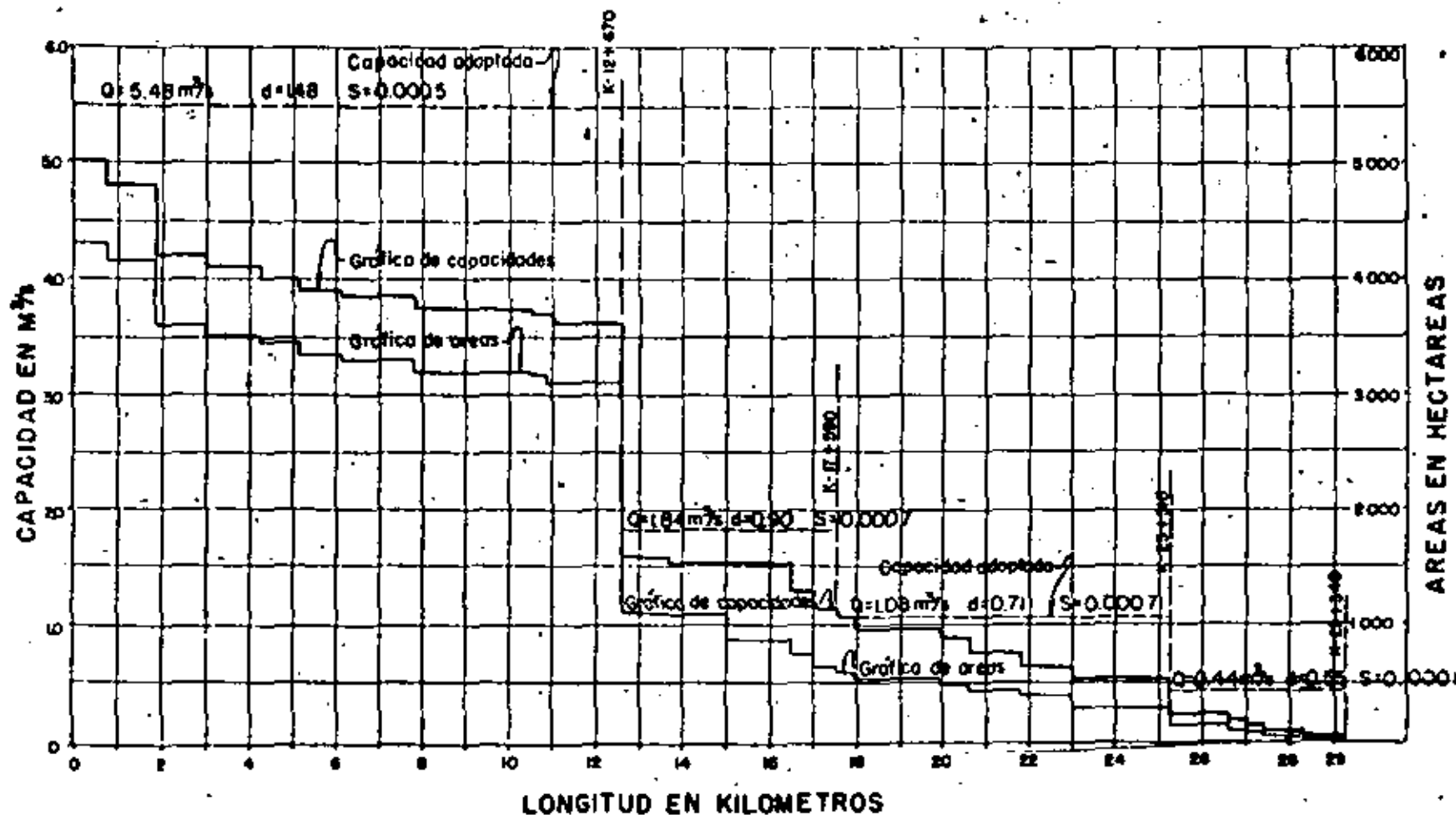
SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRAULICOS.
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS — DE PTD. DE ESTUDIOS

LOCALIZACION DE REPRESAS EN CANALES PRINCIPALES

Conforme: _____
 Aprobó: _____

MEXICO, D.F. JUN-80 TC-C-249

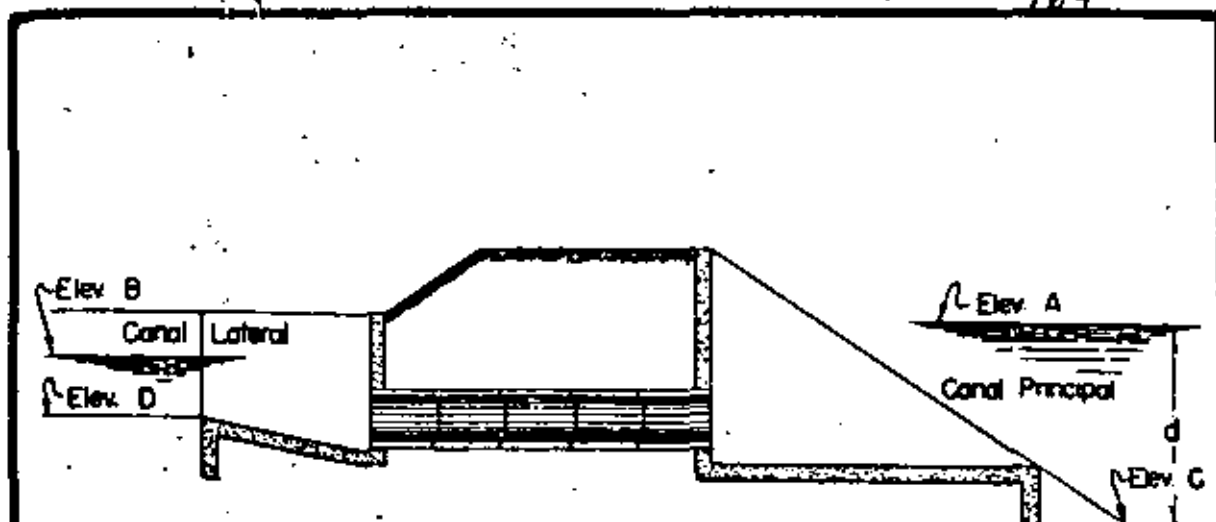
GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES CANAL PRINCIPAL



TC-C-251

163

150



(1) — Elev. A — Elev. B = $(0.25 d + \Delta h)$ mínima.

(2) — Elev. D — Elev. C = $(0.4 d)$ máximo ó 0.50 m. mínimo.

Elev. A = Elevación de la superficie libre del agua en el canal principal aguas arriba de la represa.

Elev. B = Elevación de la superficie libre del agua en el canal lateral a la salida de la toma.

d = Tirante normal en el canal principal.

Δh = Pérdida de carga total en la toma.

Elev. C = Elevación de la plantilla del canal principal.

Elev. D = Elevación de la plantilla del canal lateral a la salida de la toma.

Dibujo fuera de escala.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION GRAL. DE ESTUDIOS Y PROYECTOS-DEPTO. DE ESTUDIOS.

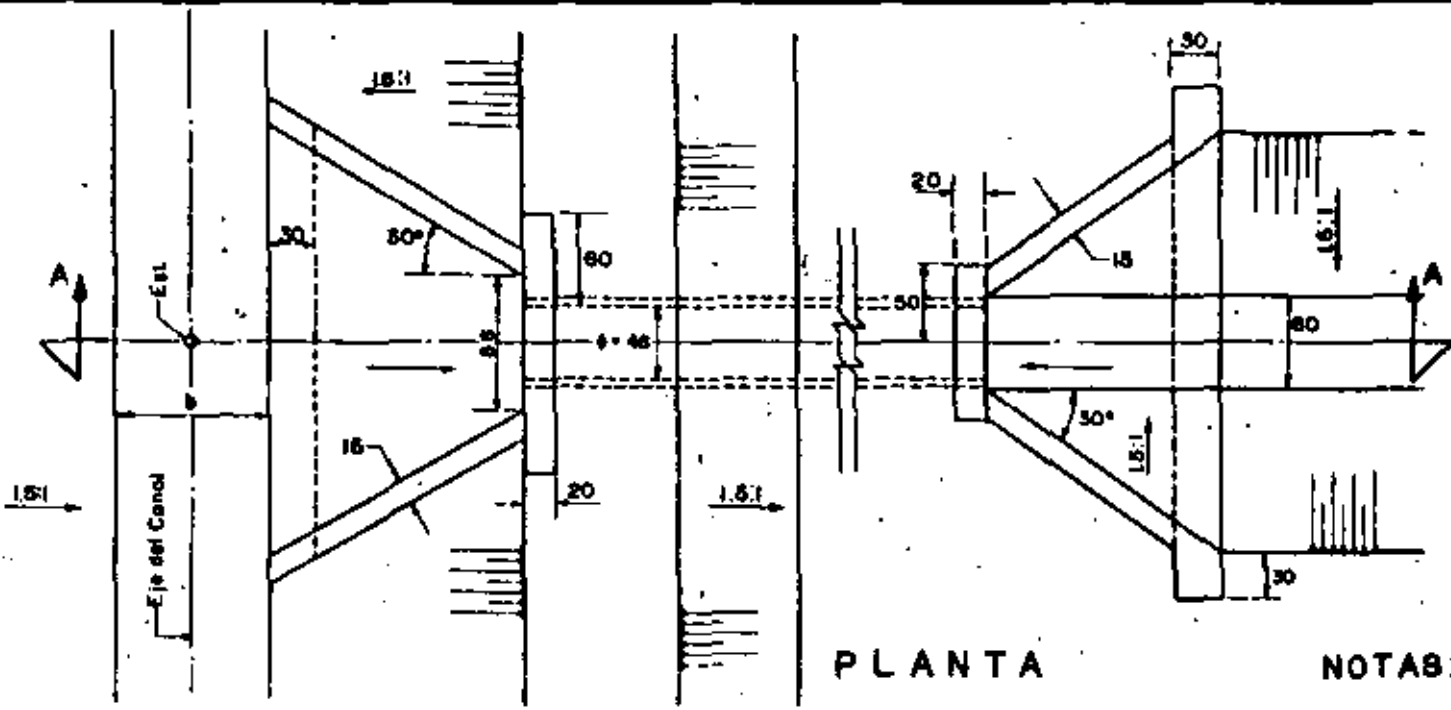
DATOS PARA TOMAS
PARA LATERALES

Conforme: _____

Aprobado: _____

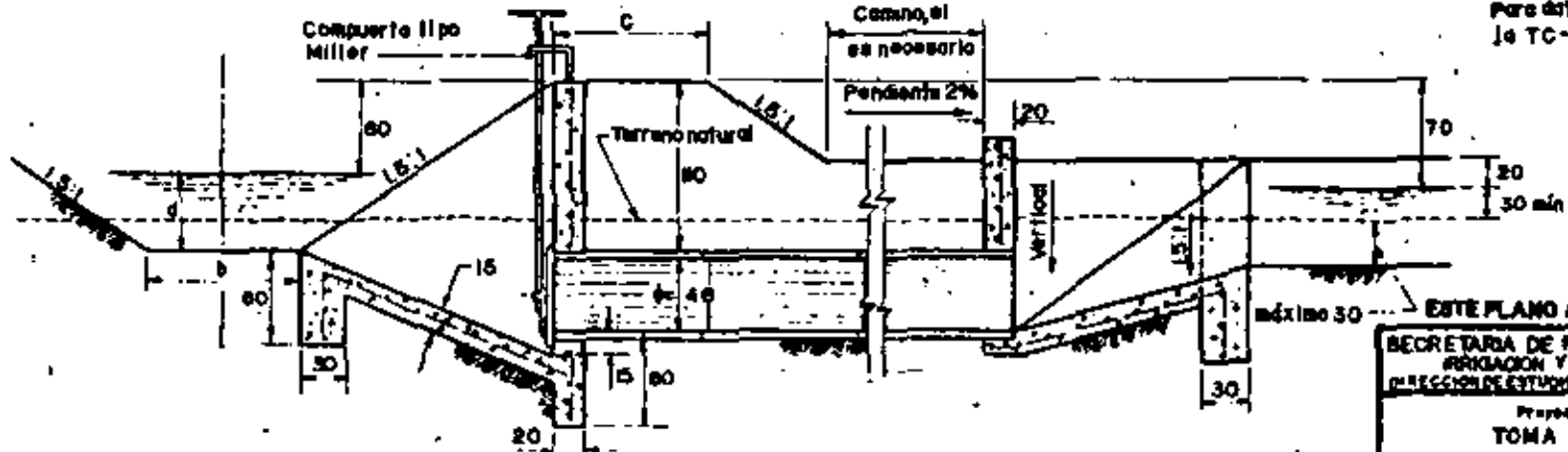
MEXICO, D.F.
MAYO 1950

TC-C-248



PLANTA

NOTAS: Afectaciones en centímetros.
Carga mínima H=10.
Para datos del canal véase hoja TC-C-385.



CORTE A-A

ESTE PLANO ANULA AL TC-C-188

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS GEOTECNICIALES

Proyecto Tipo
TOMA GRANJA
LINEAMIENTOS GENERALES

Contenido: *[Handwritten]*
Aprobado: *[Handwritten]*
TC-C-386

Adopto: *[Handwritten Signature]*
Calle de *[Handwritten]*
MEXICO - D.F.
ING. CASTAÑO

59/

PROYECTO DE ZONAS DE RIEGO

I. Situación actual.

II

México cuenta con una superficie de 194 millones de hectáreas, de las cuales 164 las ocupan desiertos y montañas que no se pueden aprovechar en la agricultura; siendo el resto (30) aprovechables para el cultivo.

De estas últimas 18 millones se pueden sembrar por temporal y 12 con riego. De estas se riegan actualmente por medio de corrientes superficiales y subterráneas (bombas) 2.4 y 1.8 por humedad. Las 7.8 restantes están sin utilizar.

Se ha observado que las superficies con siembra de temporal dan rendimientos de 2.5 menores al de la superficie con riego, de aquí la importancia que tiene este en la producción.

II. Recursos disponibles.

México cuenta con $360\ 000 \times 10^6$ anuales de agua superficial y $200\ 000 \times 10^6$ m³ de bombeo, pero debido a su distribución en la República la disponibilidad de agua por hectárea es baja.

Tenemos agua disponible en el Noroeste del Norte de Sinaloa al Río Balsas, en el Noreste de Matamoros al río Papaloapan y en todo el Sureste.

(a hoja 27.)

Handwritten signature and initials, possibly 'J. Ortega', written in black ink over a horizontal line.

La Masa Central y del Norte son zonas desérticas donde la precipitación es mínima y no se puede pensar en la utilización total de la superficie para la agricultura.

Esto ha originado la búsqueda de nuevas técnicas de cultivo y distribución del agua que nos dan por resultado un uso racional de las fuentes de aprovechamiento disponibles.

Se han construido presas, nuevos canales y rehabilitado - otros, se han instalado estructuras aforadoras que entregan el agua medida al agricultor, se ha orientado a estos sobre los métodos de riego y cantidad de agua a utilizar dependiendo de la topografía, suelos y tipos de cultivo; con esto se ha logrado un ahorro del agua que anteriormente se perdía por filtraciones, evaporaciones y el mal uso que se le daba.

III. Sistemas de riego.

Un Sistema de Riego es un conjunto de obras y dispositivos mediante el cual se efectúa la captación, conducción, distribución y aplicación del agua para proporcionar de una manera controlada la humedad que requieran los cultivos para su desarrollo.

1. Datos topográficos.

La planeación en cualquier campo de la Ingeniería es de vi

tal importancia ya que de ello depende la óptima solución de los fines que se persiguen.

Estas finalidades en los Distritos de Riego estarán encaminadas a resolver una necesidad social o económica, presente o futura para que los servicios que se esperan justifiquen los costos, así pues una buena planeación tendrá que lograr:

- a) Abrir nuevas tierras al cultivo
- b) Tratar de rescatar tierras para el cultivo que se han perdido por salinización o por elevación de los niveles freáticos.
- c) De tener la salinización de las tierras que aún no se han perdido.
- d) Aumentar el rendimiento de la producción por hectárea.
- e) Lograr una adecuada operación y conservación de los suelos.
- f) Impulsar las comunicaciones dentro del Distrito para su mejor funcionamiento.
- g) Elevar el nivel de vida de la región.

Para alcanzar estas metas surge la necesidad de contar con bases firmes que nos permitan juzgar sobre la factibilidad del proyecto y como estas bases solamente las podemos obtener con estudios anteriores a la planeación, conviene entonces hacer una breve descripción de estos estudios.

Estudios previos que se requieren para el proyecto de una zona de riego.

1. Planos de localización del futuro sistema de riego.
2. Planos topográficos.
3. Mosaicos fotográficos.
4. Planos agrológicos
5. Planos que muestran el uso actual de la tierra.
6. Planos que detallan la distribución de la propiedad.
7. Datos climatológicos
8. Datos hidrológicos.
9. Relación de cultivos adecuados
10. Planos geológicos.
11. Características físico mecánicas de los suelos.
12. Estudios socioeconómicos.

1. PLANOS DE LOCALIZACION DEL FUTURO SISTEMA DE RIEGO.

Donde se indiquen las vías de comunicación, distancias en los principales centros de producción y abastecimiento tanto estatales como nacionales.

Estos planos nos servirán para considerar las diversas vías de comunicación que permitan abastecer de cemento y tierra a la zona, así como también la comunicación de ésta mediante caminos de acceso en las vías principales.

Así mismo el sistema de riego en proyecto debe analizarse en cuanto a la integración de un plan hidráulico regional, ya que actualmente los estudios se hacen a nivel Nacional, permitiendo con ello operar los factores suelo-agua de tal manera que sean más aprovechables.

Ejemplos de lo anterior son las Zonas de Riego del Valle de Guamúchil, Sinaloa dentro del Plan Hidráulico del Noroeste, -- las Zonas de Riego Kochitlán, Chilcuautla, Alfajayucan, etc. dentro del Plan Hidráulico del Centro; el Plan Piloto "El Limón, dentro de la Zona de Riego de la Chontalpa, Tabasco, que corresponde a una parte del Programa que la Comisión del Río Grijalva está trabajando.

2. PLANOS TOPOGRAFICOS A ESCALAS ADECUADAS Y QUE PUEDEN QUEDAR COMPRENDIDAS ENTRE 1:100 000 Y 1:1 000.

En estos planos se determinará y delimitará la zona -

de riego en estudio. Aislado las zonas urbanas, las altas imposibles de regar, las bajas las que por su calidad no son convenientes, de utilizar, las zonas silvícolas que sirvan para proteger a la de riego contra la erosión eólica, las mareas medias y máximas y aquellas que por su condición pongan en peligro al sistema de riego al subir el nivel freático y en consecuencia la salinidad.

En ellos también se delimitarán las vías de comunicación ferrocarril, caminos y brechas, redes telegráficas, telefónicas y de electricidad, oleoductos y gasoductos.

Además nos servirán para delimitar las cuencas hidrológicas tributarias a la zona de riego y los lugares en que los escurrimientos entran a la misma para posteriormente ser desalojados por la red de drenaje existente.

También nos servirán para el trazo de la red de canales, drenaje y caminos de operación de la Zona de Riego.

3. MOSAICOS FOTOGRAFICOS (Fotos aéreas).

Estos mosaicos son un complemento de los levantamientos topográficos, nos sirven para localizar centros de población, vías de comunicación, linderos de propiedades, áreas regadas en la actualidad, áreas de desarrollo futuro, estado en que se encuentran las obras en servicio, pozos existentes e instalaciones que pueden ser importantes.

4. PLANOS AGROLOGICOS.

Estos planos nos muestran los tipos de suelo desde el punto de vista agrológico, que son susceptibles al cultivo y sus aplicaciones según su aptitud para riego.

Los datos que nos muestran estos planos son:

- a) Clasificación de los suelos y su localización.
- b) Clasificación de los suelos y su localización.
- b) Espesor de los mismos y de la capa vegetal.
- c) Fertilidad.
- d) Aptitud del suelo para ciertos cultivos
- e) Profundidad y variación del nivel freático.
- f) Drenaje interno de los suelos
- g) Permeabilidad horizontal y vertical.
- h) Presencia de sales o álcalis
- i) Pedregosidad o afloramientos rocosos.
- j) Evidencias de erosión
- k) Calidad del agua para riego.

Todos estos datos nos sirven para localizar las zonas aptas para el cultivo, tipos de cultivo, necesidades de riego y de drenaje para abatir los niveles freáticos, abajo de la zona radicular de los cultivos.

5. PLANOS QUE MUESTRAN EL USO ACTUAL DE LA TIERRA.

Estos planos nos muestran los tipos de cultivos que se siembran actualmente y sus rendimientos, zonas urbanas, silvícolas, lacustres, vías de comunicación, redes telefónicas y eléctricas, etc.

Estos planos además de delimitarnos las áreas que no podemos utilizar para el cultivo, nos sirven para hacer un estudio de los cultivos que se siembran en la actualidad y ver la conveniencia de sustituirlos por otros dependiendo de los tipos de suelos que se tengan en el estudio agrológico.

6. DISTRIBUCION DE LA PROPIEDAD.

Deben ser los planos catastrales ya que son muy importantes para poder localizar en una forma adecuada los canales y drenes a lo largo de los linderos, con el fin de evitar indemnizaciones costosas.

7. DATOS CLIMATOLOGICOS.

Las características climatológicas que influyen en la determinación de los tipos de cultivo, fechas de siembra, épocas de riego, coeficientes de riego y demandas anuales que necesita la planta para su desarrollo son: temperatura, precipitación, ciclos de secas y de lluvia, duración de las tormentas, presencia de heladas, nevadas, granizo y rocío, así como las perturbaciones ciclónicas, además de la latitud y luminosidad solar.

8. DATOS HIDROLOGICOS.

Con el fin de tomar una apropiada operación en un Distrito de Riego, es preciso contar con una fuente de abastecimiento, de agua para irrigación que satisfaga plenamente las demandas de la zona de riego en el transcurso del tiempo.

En la construcción de obras hidráulicas, es necesario conocer el régimen de la corriente con la mayor precisión posible, épocas de crecientes y estiaje, frecuencia y duración de las avenidas, -- gastos máximos y mínimos, extensión de la cuenca y sus características, coeficiente de escurrimiento, forma de concentración de las aguas, poder de arrastre de las crecientes, forma del cauce y si éste es definido o divagante, aprovechamientos situados aguas arriba o aguas abajo del lugar del proyecto y su posible funcionamiento, etc.

Todos estos datos nos servirán para conocer la potencialidad de la cuenca y con esto determinar el área que podemos regar, además de los sistemas que se tengan que construir para el aprovechamiento y control de los escurrimientos.

9. RELACION DE CULTIVOS ADECUADOS.

Atendiendo al tipo de clima y suelos de la región, así como estudios de mercado a nivel nacional se escogen los tipos de cultivo más convenientes para la formación del Plan de Riegos de la Zona de Riego en proyecto.

10. PLANOS GEOLOGICOS.

En el proyecto de un sistema de riego es indispensable conocer las características geológicas de la zona.

Estos datos tienen una gran importancia en la estimación preliminar de los costos, ya que el tipo de roca afecta directamente el método de construcción que se pretende utilizar y por consiguiente los precios unitarios, así mismo, la localización preliminar del sistema de conducción y distribución dependerá en gran parte de las condiciones geológicas de la región.

En el proyecto y construcción de estructuras mayores para la zona de riego como diques, sifones, túneles y puentes, estos planos nos permiten obtener una valiosa información geológica tales como fallas geológicas, afloramientos de roca, estructuración, estratigráfica, grados de intemperización y metamorfismo que nos dan una idea de las ventajas o desventajas que puedan tenerse al construir la estructura en un lugar dado.

Además estos planos nos sirven para la localización de bancos de materiales y su posible utilización como elementos de construcción.

11. Características físico-mecánicas de los suelos.

Por medio del laboratorio de materiales y concreto, hacemos los estudios necesarios para conocer las características físico-químicas de los suelos donde desplantaremos posteriormente las obras que forman un sistema de riego. Otra de las funciones del laboratorio es la de determinar las características necesarias de los materiales que utilizaremos para la construcción de los terraplenes, revestimiento de canales, materiales para la elaboración de mamposterías, suglos-cemento, y elaboración de concreto, con estos datos se proyectan el tipo de cimentación y estructuras, indicando las características que deben reunir los materiales con que se construya la obra para que el conjunto sea estable.

12. ESTUDIOS SOCIOECONOMICOS.

Intervienen en la planeación de los Sistemas de Riego otros factores que son de tipo tanto socioeconómicos como políticos -- que son dignos de tomar se en cuenta para la influencia que tienen tanto en la planeación de una obra como en su ejecución, operación y mantenimiento.

(a hoja 12).....

Del correcto estudio de estos factores se desprenderán las políticas que se dictarán con relación al uso y tenencia de la tierra, tamaño de las superficies que se destinarán a cada usuario; en consecuencia una planeación se verá afectada tanto en su forma como en la ubicación de las tomas y sistemas de drenaje.

Ahora bien por lo que a la ejecución de las obras se refiera, deberá tomarse en cuenta al nivel de vida de la región, su grado de madurez técnico, asociaciones sindicales, enfermedades propias de la región, en fin factores que pueden afectar la programación y los precios unitarios como por ejemplo la necesidad de ejecutar un proyecto con mano de obra, en lugar de efectuarla con maquinaria, caso en el que si bien no es la solución más económica si es de gran beneficio para el lugar, ya que se crean nuevas fuentes de trabajo y se resuelve en parte el problema de la gente desocupada.

Otro punto de vista que se puede deducir de estos estudios es la necesidad de crear departamentos encargados de orientar al usuario acerca del uso correcto de los recursos y al cuidado que se debe tener tanto para la tierra como para el sistema en sí, ya que si se logra despertar en la gente la responsabilidad de cuidar lo que es propio, y sentir que cualquier desperfecto o mala operación del sistema tarde o temprano, redundarán en su economía, entonces los costos de mantenimiento se reducirán al mínimo, la producción aumentará y la inversión efectuada se amortizará en el plazo fijado dando oportunidad para que otras zonas necesitadas puedan adquirir todos estos beneficios.

Los elementos que constituyen una zona de riego son los siguientes:

I. FUENTES DE ABASTECIMIENTO

20/21/77

- a) Esgurrimiento superficial (ríos, lagunas, etc).
- b) Esgurrimiento subterráneo.

II. OBRAS DE CAPTACION

- a) Presa de almacenamiento
- b) Presas Derivadoras
- c) Plantas de bombeo en ríos o lagunas
- d) Pozos profundos
- e) Una combinación de las obras anteriores
- f) Toma directa.

III. CANAL PRINCIPAL

- a) Tramo de conducción
- b) Tramo distribuidor

IV. Canales del SISTEMA DE DISTRIBUCION

- a) Laterales
- b) Sublaterales
- c) Ramales
- d) Subramales
- e) Regaderas

V. ESTRUCTURAS EN EL CANAL PRINCIPAL Y SISTEMA DE DISTRIBUCION

- a) Distribución
- b) Cruce
- c) Protección.

VI. RED DE DRENAJE

- a) Principal
- b) Secundario
- c) Terciario
- d) Parcelario

VII. ESTRUCTURAS DE LA RED DE DRENAJE

- a) Cruce
- b) Protección

VIII. OBRAS COMPLEMENTARIAS

- a) Red telefónica
- b) Red de caminos
- c) Casa de canalero
- d) Nivelación de tierras
- e) Obras de defensa

I. FUENTE DE ABASTECIMIENTO

Es una corriente superficial o subterránea que pueda aprovecharse mediante la construcción de diferentes obras para diversos fines, tales como:

1. Abastecimiento de agua potable
2. Generación de energía
3. Irrigación
4. Fomento del desarrollo de la acuicultura
5. Zonas de recreación para fines turísticos.

En este curso solo se verá el uso de la fuente para fines de Irrigación.

II. OBRA DE CAPTACION.

Las obras de captación para fines de riego pueden ser de dos tipos:

- a) obras para la captación de aguas superficiales (ríos, lagunas y manantiales.
- b) Obras para la captación de aguas subterráneas.

A. Obras de captación de aguas superficiales.

1. Presas de almacenamiento
2. Presas derivadoras
3. Tomas directas
4. Estaciones de bombeo
5. Aprovechamiento de cauces y vasos naturales
6. Una combinación de las obras anteriores.

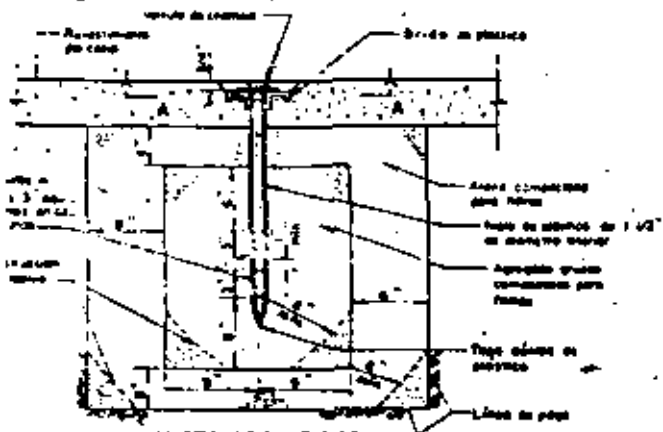
1. Presas de almacenamiento.

Cuando los escurrimientos de una corriente, en época de es -
tíaje son menores que las demandas de riego para un plan de cultivos -
dado, se hace necesaria la construcción de una presa de almacena -
miento con el fin de captar las aguas en épocas de avenidas, guardar -
las, y posteriormente extraerlas de acuerdo a las necesidades de riego

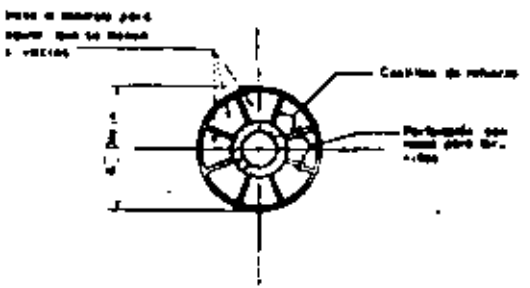
Otro de los fines de la presa puede ser el control de aveni -
das y generaciones de energía.

Las partes que constituyen un sistema de almacenamiento son:

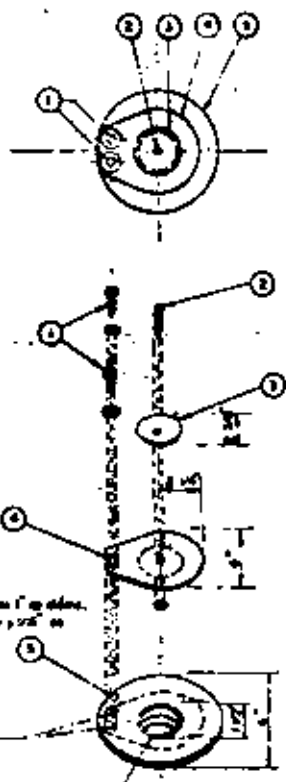
- a) Cuenca de captación: Se llama cuenca de captación a la extensión -
de terreno en la cual el agua superficial que escurge reconoce un -
cauce o río principal. Esta agua puede provenir ya sea de la llu -
via, manantiales, etc. A la línea que limita la cuenca y que se loca -
liza por los puntos más altos del terreno se le llama línea de parte -
aguas.



INSTALACION TIPICA



CORTE A-A



VALVULA DE CHARNELA
DETALLE DE PARTES

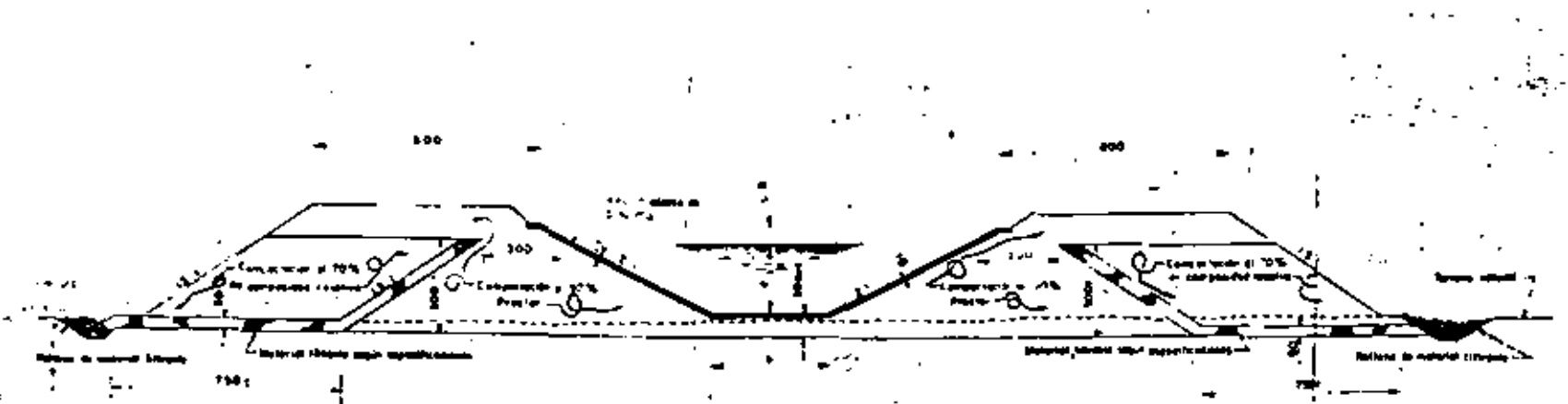
- 1 Tapa de 1 1/2" de altura con el mismo diámetro y rosca.
- 2 Manija de 1/2" de ancho con el mismo diámetro, rosca y tipo de brida.
- 3 Faja de alfileres de 1/2" de espesor.
- 4 Placa de alfileres de 1/2" de espesor.
- 5 Brida de plástico.

NOTAS:
Este plano es parte de plano No 108-0-1046 del U.S.B.R.

172

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS PROGRAMA Y CONTROL DE RIOS INSTRUMENTACION - EQUIPAMIENTO DE OBRAS	
Diseño de: Pineda, G. M. - R. G. Contreras C. y B.	
VALVULA DE CHARNELA	
Calidad:	Elaboración:
Revisión:	Aprobación:
Fecha:	13000-0-7258

182



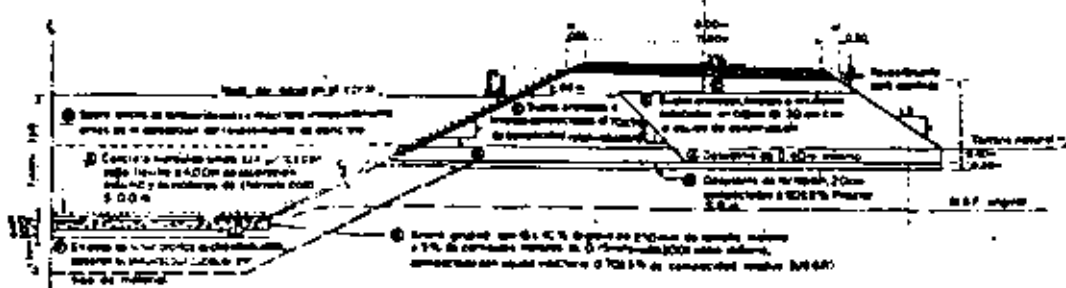
SECCION TIPO - TRAMO EN POSTIZO

NOTAS: consultar en especificaciones

183

Escala: _____
 Fecha: _____
 Autor: _____

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS	
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL CANAL DELTA	
ESTACION DE OBRAS DE RECONSTRUCCION	
NUEVO CANAL DELTA	
PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION	
Construido por: _____ Revisado por: _____ Aprobado: _____	3008 - R - 3073 3008 - C - 3276



NOTA: No se debe olvidar la tubería de 100 mm de diámetro en el fondo del canal, no se requiere la tubería de 100 mm de diámetro en el fondo.

SECRETARIA DE RECURSOS MINERALES
 SUBDIRECCION CONTROL DE RIOS
 DIVISION REGISTRO DE RIOS
 Direccion de Ingenieros en Rios, Bogota, D.C.
DRENAJE EN TRAMOS CON NIVEL FREATICO ALTO

Cantón: 2da. Sección, Zona de los Hornos, 194

PROYECTO: []

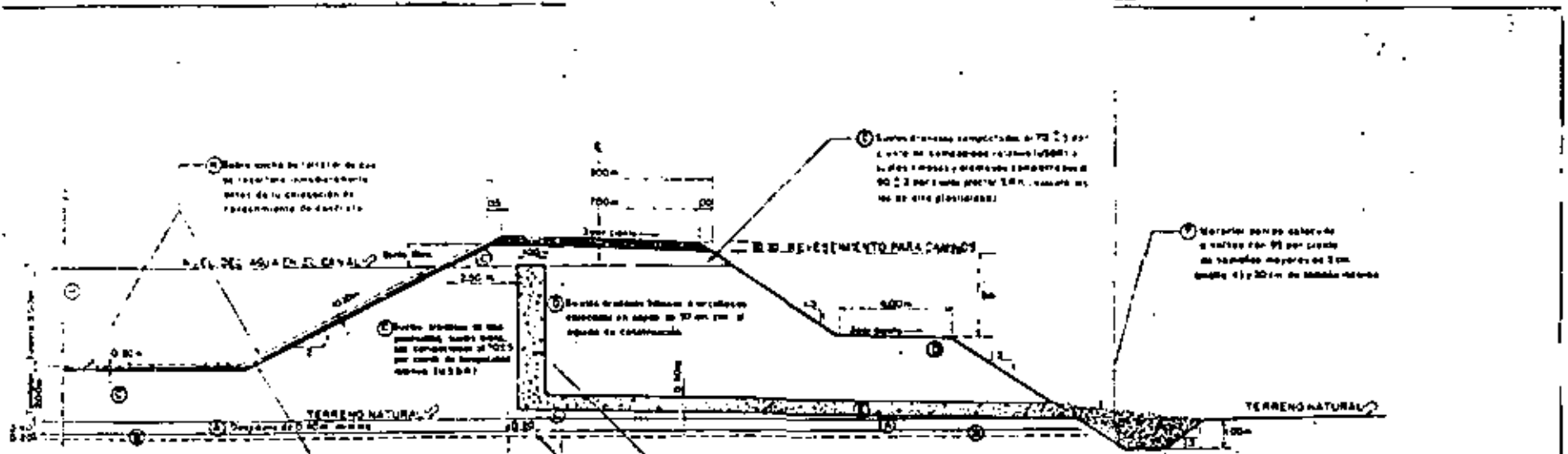
FECHA: []

BOGOTÁ - C - 3833

181

Proyecto: []

Fecha: []



1 Sobre coque de 10 CM de espesor se repartirá una capa de arena antes de la colocación de revestimiento de canchales.

2 Se usará grava de 10 mm (partícula) hasta 20 mm (partícula) con un contenido de agua de 10% (según la norma ISIRI).

3 Se usará grava de 10 mm a 20 mm (partícula) con un contenido de agua de 10% (según la norma ISIRI).

4 Se usará grava compactada de 20 CM por encima de la compactación de 10 CM y los lados y el fondo de 10 CM de espesor de 20 CM por encima de 10 CM, con un contenido de agua de 10% (según la norma ISIRI).

5 Se usará grava compactada de 20 CM por encima de la compactación de 10 CM y los lados y el fondo de 20 CM de espesor de 20 CM por encima de 10 CM, con un contenido de agua de 10% (según la norma ISIRI).

6 Se usará grava compactada de 20 CM por encima de la compactación de 10 CM y los lados y el fondo de 20 CM de espesor de 20 CM por encima de 10 CM, con un contenido de agua de 10% (según la norma ISIRI).

7 Se usará grava compactada de 20 CM por encima de la compactación de 10 CM y los lados y el fondo de 20 CM de espesor de 20 CM por encima de 10 CM, con un contenido de agua de 10% (según la norma ISIRI).

185

SECRETARÍA DE RECLAMOS MECANICOS	
REGISTRACION Y CONTROL DE DISEÑOS	
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA MECANICA	
BARRIO DE FLORES No. 10 - Av. Central S. C.	
DRENAJE PARA TRAMOS EN POSTIZO	
Consultor	ING. ENGEN. EN MECANICA
Diseñador	ING. ENGEN. EN MECANICA
NO. DE DISEÑO	3000-C-2254

1. TITULO: DRENAJE PARA TRAMOS EN POSTIZO

2. CLIENTE: ...

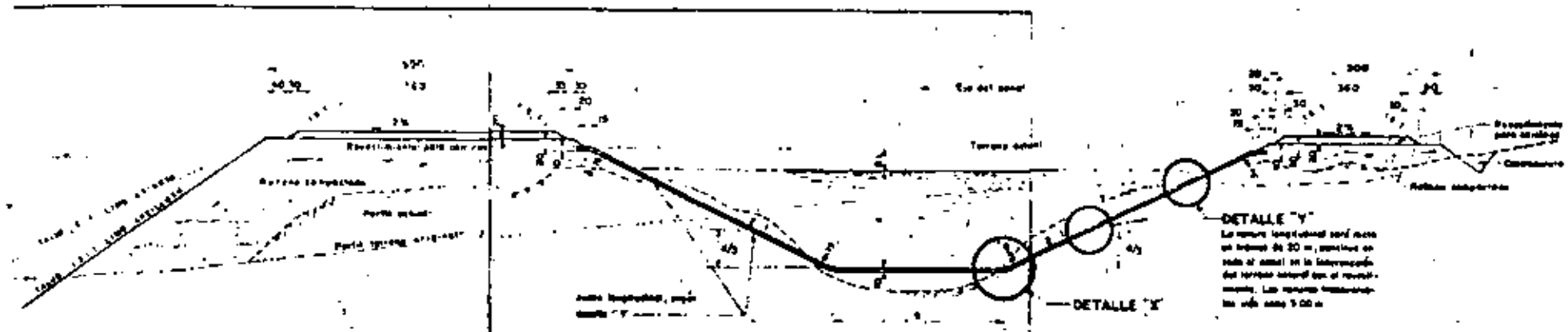
3. FECHA: ...

4. LUGAR: ...

5. ...

185

172



SECCION DEL CANAL

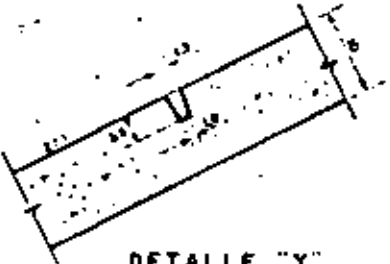
DETALLE "Y"
 Las secciones longitudinales serán rectas
 en tramos de 20 m, excepto en
 caso de canal en la intersección
 del terreno actual con el revesti-
 miento. Las secciones transversales
 serán como se indica.

DETALLE "X"

NOTAS:
 Construcción en concreto.

186

DETALLE "X"



DETALLE "Y"

186

SECRETARIA DE RECURSOS MINERALES	
DIRECCION GENERAL DE RECURSOS MINERALES	
SECRETARIA DE RECURSOS MINERALES	
CANAL PRINCIPAL SACRAMENTO	
PROYECTO DE JUNTAS	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	

DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM. 182 / 95
FECHA
FECHA

OBRA: CALCULO:
DETALLE: REVISO:
E.C.H.

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

MESES	f	Cultivo:					Cultivo:					Cultivo:				
		Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:				
		Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:				
		Kc	U.C.	J	U.C.	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C.	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C.	U.C.acu.
ENERO																
FEBRERO																
MARZO																
ABRIL																
MAYO																
JUNIO																
JULIO																
AGOSTO																
SEPTIEMBRE																
OCTUBRE																
NOVIEMBRE																
DICIEMBRE																

SUMAS		Kg					Kg					Kg				



$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$ $J = \frac{Kg}{K'} = \boxed{}$	$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$ $\frac{Kg}{K'} = \boxed{}$	$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$ $J = \frac{Kg}{K'} = \boxed{}$
---	---	---

DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM.

183/94

OBRA:

CALCULO:

FECHA

DETALLE:

REVISO:

FECHA

E.M.

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

MESES	f	Cultivo:					Cultivo:					Cultivo:					
		Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					
		Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					
		Kc	U.C.	J	U.C'	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C'	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C'	U.C.acu.	
ENERO																	
FEBRERO																	
MARZO																	
ABRIL																	
MAYO																	
JUNIO																	
JULIO																	
AGOSTO																	
SEPTIEMBRE																	
OCTUBRE																	
NOVIEMBRE																	
DICIEMBRE																	
SUMAS		Kg					Kg					Kg					



$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \text{[]}$$

$$J = \frac{K_G}{K'} = \text{[]}$$

$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \text{[]}$$

$$J = \frac{K_G}{K'} = \text{[]}$$

$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \text{[]}$$

$$J = \frac{K_G}{K'} = \text{[]}$$

DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM.

OBRA:

CALCULO:

FECHA

DETALLE:

REVISO:

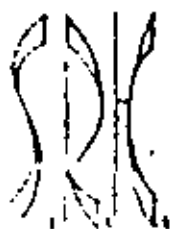
FECHA

TGM.

187
197
661

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

MESES	f	Cultivo:					Cultivo:					Cultivo:				
		Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:				
		Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:				
		Kc	U.C.	J	U.C.	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C.	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C.	U.C.acu.
ENERO																
FEBRERO																
MARZO																
ABRIL																
MAYO																
JUNIO																
JULIO																
AGOSTO																
SEPTIEMBRE																
OCTUBRE																
NOVIEMBRE																
DICIEMBRE																
SUMAS		Kg					Kg					Kg				



$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$$

$$J = \frac{K_G}{K'} = \boxed{}$$

$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$$

$$J = \frac{K_G}{K'} = \boxed{}$$

$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$$

$$J = \frac{K_G}{K'} = \boxed{}$$

DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM.....

OBRA:.....

CALCULO.....

FECHA

DETALLE:.....

REVISO:.....

FECHA

TEN

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

MESES	f	Cultivo:					Cultivo:					Cultivo:					
		Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					
		Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					
		Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	
ENERO																	
FEBRERO																	
MARZO																	
ABRIL																	
MAYO																	
JUNIO																	
JULIO																	
AGOSTO																	
SEPTIEMBRE																	
OCTUBRE																	
NOVIEMBRE																	
DICIEMBRE																	

SUMAS	Kg					Kg					Kg					
-------	----	--	--	--	--	----	--	--	--	--	----	--	--	--	--	--



$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$	$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$	$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$
$J = \frac{K_g}{K'} = \boxed{}$	$J = \frac{K_g}{K'} = \boxed{}$	$J = \frac{K_g}{K'} = \boxed{}$

The image shows a page of graph paper with a grid of squares. The grid is composed of approximately 20 columns and 25 rows. The grid lines are thin and black. The page is numbered '180' in the top left corner and '199' in the top right corner. The grid is mostly empty, with some faint, illegible markings in the top left corner.



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

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

APUNTES PARA SELECCION DE EQUIPOS DE BOMBEO
CALCULOS Y GRAFICAS

ING. RODOLFO ORTEGA A.

AGOSTO-SEPTIEMBRE, 1982

C O N T E N I D O .

INTRODUCCION.

I.- GENERALIDADES.

- I.1.- Definición de bomba.
- I.2.- Clasificación.
- I.3.- Campo hidráulico de cobertura.
- I.4.- Justificación del uso de bombas centrífugas.
- I.5.- Descripción del medio accionante de las bombas centrífugas (Motores).

II.- TIPOS DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

- II.1.- Flujo radial.
- II.2.- Flujo axial.
- II.3.- Flujo mixto.

III.- CLASIFICACION DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

- III.1.- Número de pasos.
 - a).- Simple.
 - b).- Múltiple.
- III.2.- Tipo de carcasa ó envolvente.
 - a).- De voluta.
 - b).- De carcasa circular.
 - c).- Difusora.

- .II.3.- Posición de la flecha.
 - a).- Horizontal.
 - b).- Vertical (del tipo de pozo seco).
 - c).- Vertical (del tipo sumergido).
 - d).- Vertical (pozo profundo).
- III.4.- Tipo de Succión.
 - a).- Simple
 - b).- Doble.

IV.- APLICACION DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

- IV.1.- Bombas de alimentación a calderas.
- IV.2.- Bombas para manejar productos químicos.
- IV.3.- Bombas para condensados.
- IV.4.- Bombas para manejar sólidos.
- IV.5.- Bombas contra incendio.
- IV.6.- Bombas para manejar aceites calientes.
- IV.7.- Bombas para minas.
- IV.8.- Bombas para manejar pulpa de papel.
- IV.9.- Bombas autocebantes.
- IV.10.- Bombas sanitarias.
- IV.11.- Bombas para manejar líquidos volátiles.

V.- DATOS NECESARIOS PARA LA SELECCION CORRECTA DE ALGUNOS TIPOS DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

- V.1.- Para bombas de cárcamo húmedo.
- V.2.- Para bombas de pozo profundo.

Determinación práctica del uso consuntivo

Por el Ing. Agr. Oscar CASTILLA PEREZ

Jefe Depto. Ingeniería de Riego y
Drenaje — Zona Norte.
Dirección Gral. de Dtos. de Riego.

INTRODUCCION

Desde que se inició en México la operación de los Distritos de Riego, algunos desde los tiempos de la Colonia, la decisión sobre cuando se debía regar y las cantidades de agua necesarias, recaía en el propio agricultor, quien basado en sus experiencias, largas y costosas por falta de conocimiento y metodología, fue reconstruyendo y heredando las normas actuales.

Durante el proceso de construcción y operación de nuevas obras, personas de la clase media tuvieron acceso a la explotación agrícola, en parcelas cuyas dimensiones y calidad de suelos prometían importantes ingresos. Así, estos nuevos agricultores, sin antecedentes en este tipo de labores, pero convencidos de la riqueza potencial que poseían, buscaron el consejo y asesoría de los elementos más destacados en el ramo, encontrándolo principalmente en los Centros Experimentales actualmente dependientes del Instituto Nacional de Investigaciones Agrícolas.

Infortunadamente, la experimentación técnica sistemática no ha avanzado con el mismo ritmo en todas las líneas que intervienen en la producción y el aspecto del riego se ha dejado todavía en buena parte, a criterio de los agricultores.

No obstante que la pequeña propiedad autorizada por la ley permitió la formación de un sector agrícola de aceptables recursos económicos y que las instituciones oficiales respectivas lo alentaron con asistencia técnica y créditos amplios hasta lograr su consolidación, resistiendo los fracasos y analizando sus causas hasta afinar el mecanismo de la producción, el problema del riego hasta hace pocos años se siguió atacando con el mayor empirismo.

Durante mucho tiempo los Distritos de Riego

operaron bajo el régimen de demanda libre y sólo en los casos en que las características del sistema lo exigía, se fijaron "tandees" o periodos de riego.

En cualquier caso, los programas de operación se basaban en las estadísticas de los propios Distritos, para definir los volúmenes brutos requeridos para la unidad de superficie de ciertos cultivos, muchas veces sin poder dilucidar los correspondientes a cada uno y los volúmenes que se pierden en el sistema de conducción y distribución. Se aplicaba llanamente la experiencia, sin previa evaluación, repitiendo errores e ignorando aciertos.

En los últimos años se ha desarrollado un esfuerzo continuado para lograr un mejor conocimiento de las características y funcionamiento de los Distritos de Riego mediante la acción de dos departamentos:

Hidrometría de Operación

Ingeniería de Riego y Drenaje.

Respecto a los estudios y logros de ambos, ya han sido publicados algunos artículos en el boletín de la Dirección General de Distritos de Riego, limitándose el presente a tratar en forma somera y práctica el tema del "uso consuntivo", por su interés, no sólo para la operación de los Distritos de Riego, sino para su planeación técnica y evaluación económica; asuntos éstos que caen bajo la responsabilidad de la Jefatura de Irrigación y Control de Ríos, de la que dependen el proyecto y construcción de las obras de grande y pequeña irrigación.

Comenzaremos por definir lo que se entiende por uso consuntivo:

El uso consuntivo es la cantidad de agua utilizada por las plantas en su función de transpiración y para la formación de los tejidos celulares así como

aquella que se evapora de la superficie del suelo en donde tales plantas crecen.

En general se puede establecer que el agua utilizada para la formación de los tejidos de las plantas no excede al 1% del total englobado dentro del término de referencia; en consecuencia, el uso consuntivo es prácticamente igual a la evapotranspiración en la superficie cubierta por las plantas que según el caso interesan.

Para que la evapotranspiración real de una superficie cubierta por un cultivo determinado, pueda ser conceptualizada como el uso consuntivo, deberá existir en el suelo una cantidad de agua suficiente para que en ningún momento la transpiración de las plantas sea restringida. Se comprenderá que el concepto de uso consuntivo está directamente relacionado con el rendimiento del producto principal que del cultivo se espere, ya sea la raíz, follaje, fruto o elementos químicos orgánicos que se pretendan obtener de las partes acuosas de la planta.

Esto conduce a que, el uso consuntivo dependa no sólo de la especie —y hasta de la variedad vegetal y del clima—, sino de la forma misma de realizar los riegos; o dicho de otra manera, de los niveles mínimos de humedad que se admitan en el suelo durante el ciclo fisiológico de las plantas.

A medida que el nivel de humedad mínimo en el suelo es mayor, aumentan los rendimientos de los cultivos, hasta que las respuestas decrecen y aun llegan a ser negativas por la acción de determinadas plagas y enfermedades.

Ciertos autores definen las necesidades de agua de las plantas (incluyendo la evaporación directa del suelo) en función de los pesos de materia verde y seca del producto principal. El concepto en sí es similar al del uso consuntivo, aunque más bien se refiere a las evapotranspiraciones reales que se presentan para diferentes rendimientos; en tanto que el término definido es más constante, por cuanto a que limita la condición de humedad del suelo a aquellos valores mínimos que no restringen la transpiración normal de la planta.

Así y todo, aun para condiciones climatológicas muy semejantes y las mismas variedades de plantas, el uso consuntivo varía, como ya se ha dicho, en función de la forma misma de regar y de los rendimientos obtenidos.

Por todo lo mencionado, para establecer el uso consuntivo de una planta determinada, es preciso realizar experimentos que incluyan diferentes niveles de humedad, fertilidad y densidades de siembra, para definir finalmente la evapotranspiración

que corresponde al máximo rendimiento alcanzable económicamente.

Tales trabajos se han realizado sólo esporádicamente en México, por el Instituto Nacional de Investigaciones Agrícolas y por el Departamento de Ingeniería de Riego y Drenaje de la Dirección General de Distritos de Riego (S.R.H.), por lo que ha sido necesario valerse de métodos indirectos para la estimación de los usos consuntivos.

Los métodos indirectos más comúnmente usados son los teórico-empíricos propuestos por los investigadores C. W. Thornthwaite y los doctores Blaney y Criddle, basados en relaciones entre la radiación solar, la temperatura y el tipo de planta; después de eliminar otros factores, como la humedad relativa del aire y la velocidad del viento a diferentes alturas sobre las superficies cubiertas, que si bien son importantes, se reflejan indirectamente en los demás factores.

El método propuesto por el doctor Thornthwaite se refiere específicamente a la evapotranspiración potencial, o sea la que se obtendría de tratarse de superficies permanente y totalmente cubiertas de vegetación y suficientemente grandes para que el efecto de virute no cause desequilibrios bruscos en la humedad relativa y en la temperatura de las masas de aire que se encuentran directamente en contacto con ellas. Además la humedad del suelo debe estar siempre próxima a la máxima capacidad de retención bajo la libre acción de la gravedad.

La mayor parte de las plantas cultivadas, durante largos periodos no cumplen con la condición de cubrir 100% la superficie del suelo y en consecuencia la transpiración será menor que la potencial, aunque la evaporación directa del suelo será mayor bajo estas condiciones. En consecuencia el uso consuntivo es un concepto diferente al de evapotranspiración potencial y por ello, los doctores Blaney y Criddle propusieron un método de tipo específico, en que se toman en cuenta coeficientes para diferentes plantas, en función de su evolución a lo largo del ciclo vegetativo.

Los llamados "coeficientes de uso consuntivo", deben ser determinados en cada localidad para cada una de las especies y variedades vegetales que interesen. Esto nos lleva nuevamente a la necesidad de experimentar, lo cual requiere elementos físicos, humanos y un período de tiempo más o menos largo. Sin embargo, ya que es necesario programar los riegos en forma más técnica, para garantizar que las aplicaciones no resulten limitantes de la acción benéfica de los demás elementos que intervienen en

la producción; es imprescindible fijar una metodología que permita conocer, aun en forma aproximada, los usos consuntivos de los principales cultivos.

El método adoptado, por la accesibilidad de los datos que se requieren, es el de los doctores Blaney y Criddle, pero modificado en cuanto al efecto de la temperatura y ampliado en lo que se refiere a los coeficientes de uso consuntivo. Como una guía, Blaney y Criddle fijan límites probables de variación del coeficiente de uso consuntivo para las especies más importantes, pero dicho coeficiente es global, es decir, el valor medio del ciclo. (Anexo Núm. 2.)

Experimentos realizados por el Departamento de Conservación de suelos de los Estados Unidos de Norteamérica en el Centro California, han conducido a la formulación de gráficas que permiten conocer el coeficiente de uso consuntivo en función del desarrollo de las plantas, ya sea en porcentaje del ciclo total, o bien en tiempo después del nacimiento de las mismas. Por esta razón a tales coeficientes se les denomina "coeficientes de desarrollo".

Estos coeficientes de desarrollo no se aplican directamente a valores correspondientes de f (cuyo significado se explicará más adelante) sino a los productos ($f \times K_1$), en que este último término representa una corrección propuesta por J. T. Phelan, después de intentar correlacionar valores de los coeficientes de desarrollo con los valores de (f), obtenidos de acuerdo con la fórmula propuesta por Blaney y Criddle.

desarrollo obtenido por el departamento ya mencionado.

Método de Blaney - Criddle

Fórmula:

$$U.C. = KF$$

Donde:

U.C. = Uso consuntivo

K = Coeficiente que depende del cultivo

$$F = \sum_{i=1}^n f$$

$$f = \frac{t \times p}{100} \quad (\text{Los valores son mensuales y en pulgadas})$$

t = Temperatura media mensual en grados Fahrenheit

p = Porcentaje de horas-luz del mes, con respecto al total anual.

En el anexo Núm. 1 se anotan los valores de (p) para diferentes latitudes.

Cultivo: Algodón; ciclo vegetativo 180 días.

Fecha de siembra: 1º de abril.

Zona: Región Lagunera.

Latitud: 25° 30'.

Longitud: 103° 32'.

M E S	1 Temperatura Unidad °F	2 P Por ciento	3 f Centímetros	4 K ₁	5 fK ₁ Centímetros	6 K ₂	7 U.C. Centímetros
Enero	55.4	7.61	10.6	0.640	6.78
Febrero	60.4	7.12	10.9	0.731	7.97
Marzo	65.1	8.29	13.8	0.812	11.21
Abril	72.7	8.43	15.8	0.944	14.92	0.24	3.6
Mayo	77.7	9.35	18.5	1.030	19.06	0.45	8.6
Junio	80.6	9.26	18.9	1.080	20.41	0.80	16.3
Julio	80.1	9.46	19.2	1.072	20.58	1.05	21.6
Agosto	79.0	9.09	18.2	1.053	19.16	0.87	16.7
Septiembre	75.6	8.81	16.0	0.994	15.90	0.62	9.6
Octubre	69.8	8.07	14.3	0.804	12.78
Noviembre	61.2	7.38	11.5	0.744	8.56
Diciembre	51.7	7.38	10.2	0.633	6.52
			178.0		169.85		76.7

Para aclarar conceptos se calculará el uso consuntivo del algodón para la Región Lagunera, siguiendo primero el método de Blaney y Criddle, utilizando el coeficiente global por ellos propuesto, y en seguida se repetirá el cálculo utilizando el coeficiente térmico (K_1) y la gráfica de coeficientes de

La anterior es la tabla general cuyas columnas se explicarán conforme el ejemplo se desarrolle.

Primer método:

En la columna Núm. 3 aparecen los valores de (f) para cada mes del año. Como el ciclo vegetativo

es de abril a septiembre, inclusive, se suman solamente los valores de (f) correspondientes:

$$F = \sum_1^5 f = 106.6 \text{ cm.}$$

Del anexo Núm. 2 (coeficientes globales de uso consuntivo) los valores de (K) pueden fluctuar de 0.6 a 0.65.

El valor seleccionado es: $K = 0.65$ por tratarse de una región continental árida.

$$U.C. = KF$$

$$U.C. = 0.65 \times 106.6 = 69.3 \text{ cm.}$$

El valor obtenido es para todo el ciclo y nada puede decirse respecto de valores parciales, cuyo conocimiento es necesario para programar las láminas e intervalos de los riegos.

SEGUNDO METODO

Utilizando las gráficas de coeficientes de desarrollo (anexo Núm. 3) es posible estimar los usos consuntivos de periodos mensuales y no sólo el total de ciclo, en la forma que se explica a continuación:

Se calculan los valores de K_t de acuerdo con la expresión:

$$K_t = 0.0173 t - 0.311$$

t en grados Fahrenheit

En la columna 1 se anotan los valores de K_t .

En seguida, se multiplican los valores de f por los correspondientes de K_t (Col. Núm. 5).

La gráfica de coeficientes de desarrollo de algodón se divide en 6 intervalos, obteniéndose en las ordenadas los valores de K_c representativos de cada uno. En la columna Núm. 6 aparecen los valores de K_c .

Finalmente se obtienen los usos consuntivos mensuales multiplicando K_c por fK_t . El valor total es de 76.7 cm., que dividido entre F nos da el coeficiente global: $K' = 0.72$.

En este caso, la aplicación de los coeficientes K_t y K_c conduce a un valor 10.6% mayor que el que resulta aplicando simplemente el coeficiente global. Este resultado, que puede considerarse muy alto, se debe a que los valores de K_c se obtuvieron de experimentos en que los niveles de humedad fueron muy elevados (más de 12 riegos en el ciclo) y en una zona de verano sumamente cálido y baja humedad relativa.

En la Región Lagunera se aplican 5 riegos al algodónero y aun aceptando que deben aumentarse a 7, las condiciones de humedad del suelo resultarían en una evaporación directa proporcionalmente menor que la correspondiente a 12 o más aplicaciones.

Por otra parte, experimentos realizados en el Edo. de Colorado USA durante varios años, indicaron que no hay diferencias significativas para tratamientos de 8 y 12 aplicaciones en el ciclo del algodón; debido principalmente a la mayor incidencia de plagas y enfermedades, cuando los niveles de humedad son mayores que el 50% de la humedad aprovechable.

Por todo lo anterior, el Departamento de Ingeniería de Riego y Drenaje, dependiente de la Dirección General de Distritos de Riego de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, ha adoptado el método de Blaney y Criddle con los coeficientes globales que se anotan en el anexo Núm. 2, para determinar los usos consuntivos de ciclos vegetativos completos.

Para estimar los usos consuntivos mensuales, se procede a calcular los coeficientes climáticos (K_t) y de desarrollo (K_c) para encontrar los valores correspondientes, de acuerdo con el ejemplo, ajustándolos después con un nuevo coeficiente, de manera que el coeficiente global concuerde con el seleccionado del anexo Núm. 2.

$$K' = \frac{\sum_1^5 (fK_t K_c)}{\sum_1^5 f}$$

$$(U.C.)_i = (U.C.)_1 \frac{K}{K'} = \frac{K \left(\sum_1^5 f \right)}{\sum_1^5 f K_t K_c} (fK_t K_c)_i$$

Donde:

K = Coeficiente global seleccionado

K' = Coeficiente global obtenido

$U.C.$ = Uso consuntivo ajustado

Continuando con el ejemplo:

MESES	1 f	2 U.C.	3 U.C.	4 U.C. Ajustado
Abril.....	15.8	3.6	3.30	3.30
Mayo.....	15.5	8.6	7.80	11.10
Junio.....	18.0	16.3	14.70	25.80
Julio.....	19.2	21.6	19.60	40.40
Agosto.....	18.2	16.7	14.90	60.30
Septiembre.....	16.0	9.9	9.00	60.30
	106.6	76.7	69.30	

$$K = 0.65$$

$$K' = \frac{76.7}{106.6} = 0.72; \frac{K}{K'} = 0.903$$

$$U.C. = 0.903 \times (U.C.)$$

Para facilitar los cálculos, en el anexo Núm. 4* se indican los valores de f y de K_1 para cada mes del año y para todos los Distritos de Riego a cargo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, indicándose también las temperaturas medias mensuales, y por cientos de horas-luz.

Para estimaciones de áreas susceptibles de riego, sin entrar en el detalle de demandas mensuales —

se incluyen en el anexo Núm. 4 los valores mensuales de las evapotranspiraciones potenciales mensuales, calculadas por el método de Thornthwaite.

En las tablas del anexo Núm. 4, los Distritos de Riego se identifican por su número oficial. En ellas aparece primeramente el cálculo de la evapotranspiración potencial y en seguida, la aplicación del método de Blaney-Criddle.

ANEXO NUM. 1

PORCENTAJES DE HORAS-LUZ EN EL DIA PARA CADA MES Y AÑO
EN RELACION AL NUMERO TOTAL EN UN AÑO

Lat. Norte	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
15°	7.04	7.37	8.44	8.45	8.98	8.80	9.03	8.83	8.27	8.28	7.75	7.83
16°	7.03	7.35	8.44	8.46	8.91	8.83	9.07	8.65	8.27	8.24	7.72	7.83
17°	7.06	7.32	8.43	8.48	9.01	8.87	9.11	8.57	8.27	8.22	7.69	7.80
18°	7.63	7.30	8.42	8.50	9.09	8.92	8.18	8.90	8.27	8.21	7.66	7.74
19°	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71
20°	7.74	7.26	8.41	8.53	9.14	9.00	9.23	8.95	8.29	8.17	7.59	7.66
21°	7.71	7.24	8.40	8.54	9.18	9.05	9.20	8.98	8.29	8.15	7.54	7.62
22°	7.66	7.21	8.40	8.56	9.02	9.08	9.33	9.00	8.30	8.13	7.50	7.55
23°	7.62	7.19	8.40	8.57	9.24	9.12	9.35	9.02	8.30	8.11	7.47	7.50
24°	7.58	7.17	8.40	8.60	9.30	9.20	9.41	9.05	8.31	8.09	7.43	7.45
25°	7.53	7.13	8.39	8.61	9.32	9.22	9.43	9.08	8.30	8.08	7.40	7.41
26°	7.49	7.12	8.40	8.64	9.39	9.30	9.49	9.10	8.31	8.06	7.36	7.35
27°	7.43	7.09	8.38	8.65	9.40	9.32	9.52	9.13	8.32	8.03	7.30	7.31
28°	7.40	7.07	8.39	8.68	9.46	9.38	9.58	9.10	8.32	8.02	7.22	7.27
29°	7.35	7.04	8.37	8.70	9.49	9.43	9.61	9.19	8.32	8.00	7.24	7.20
30°	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.34	7.99	7.19	7.14
31°	7.25	7.00	8.36	8.73	9.57	9.54	9.72	9.24	8.33	7.95	7.15	7.09
32°	7.20	6.97	8.37	8.75	9.63	9.60	9.77	9.28	8.34	7.95	7.11	7.05

Tablas de Blaney, H. F. y W. D. Criddle. R.C.E. - P. 96. U.S.D.A. Soil Conservation Service.

en períodos menores— puede utilizarse el método directo de Blaney-Criddle, si se conoce o supone un programa de cultivos.

Para anteproyectos en que aún no se ha definido la proporción en que intervendrán diferentes cultivos, puede estimarse la demanda total tomando como base la evapotranspiración potencial calculada con el método del doctor Thornthwaite, entendiéndose que se refiere a una mezcla de distintas especies, cuyas partes vegetativas cubren permanente y totalmente la superficie del suelo.

Sobre este método no se dan detalles, en virtud de haberse publicado anteriormente un artículo específicamente dedicado a su análisis y aplicación.**

Para estos casos y como índice térmico del clima,

* El cómputo de las tablas contenidas en el anexo número 4, fue realizado por la Dirección de Estadística de la Dirección General de Distritos de Riego.

** "Los climas de Norteamérica conforme a una nueva clasificación", *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, subtítulo 1948. Traducción del Ing. Miguel Pérez Espinoza.

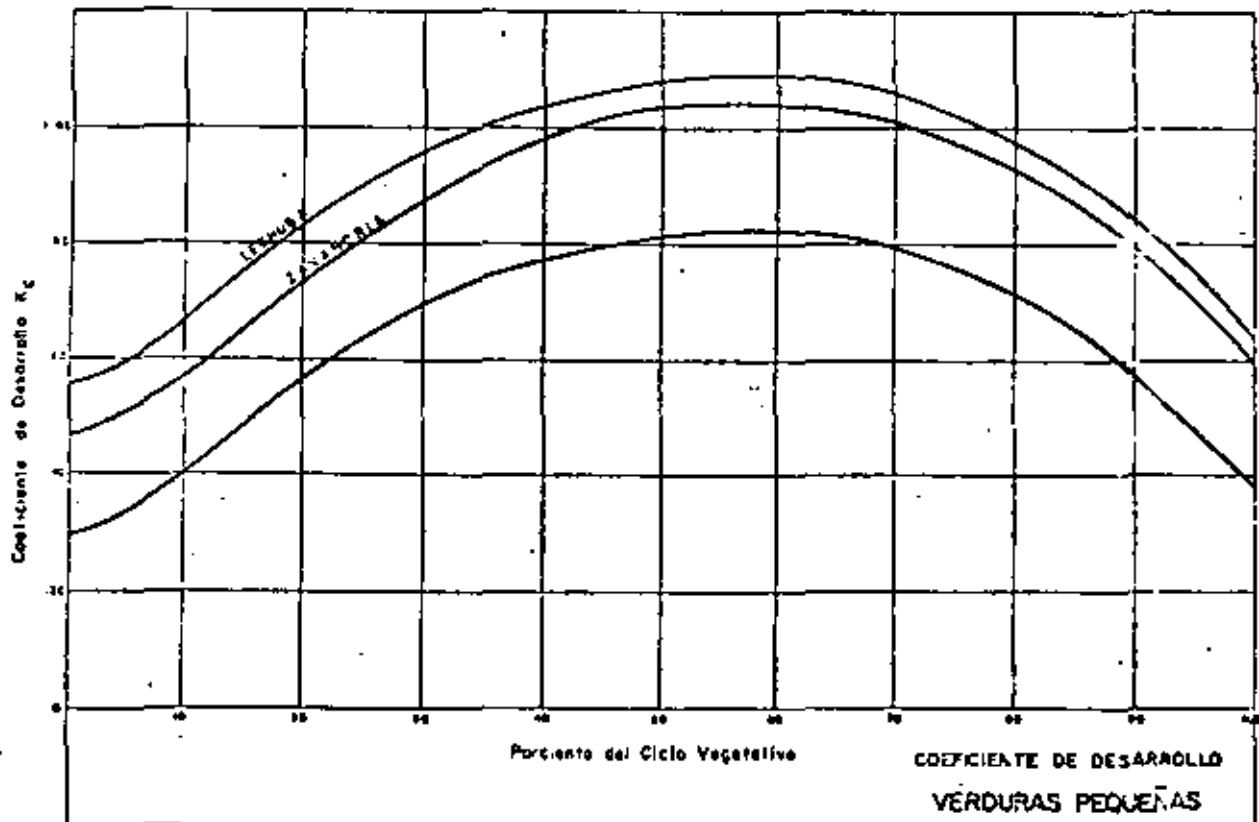
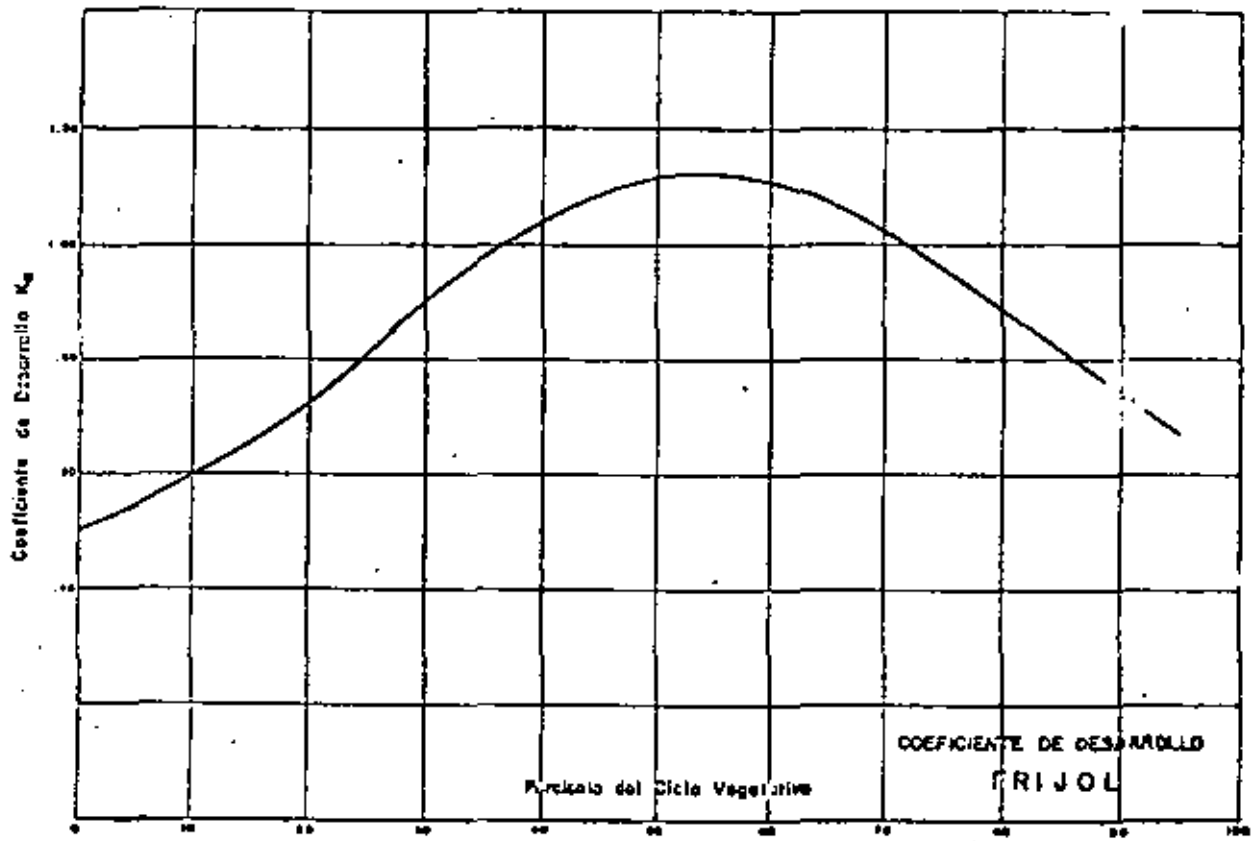
ANEXO NUM. 2

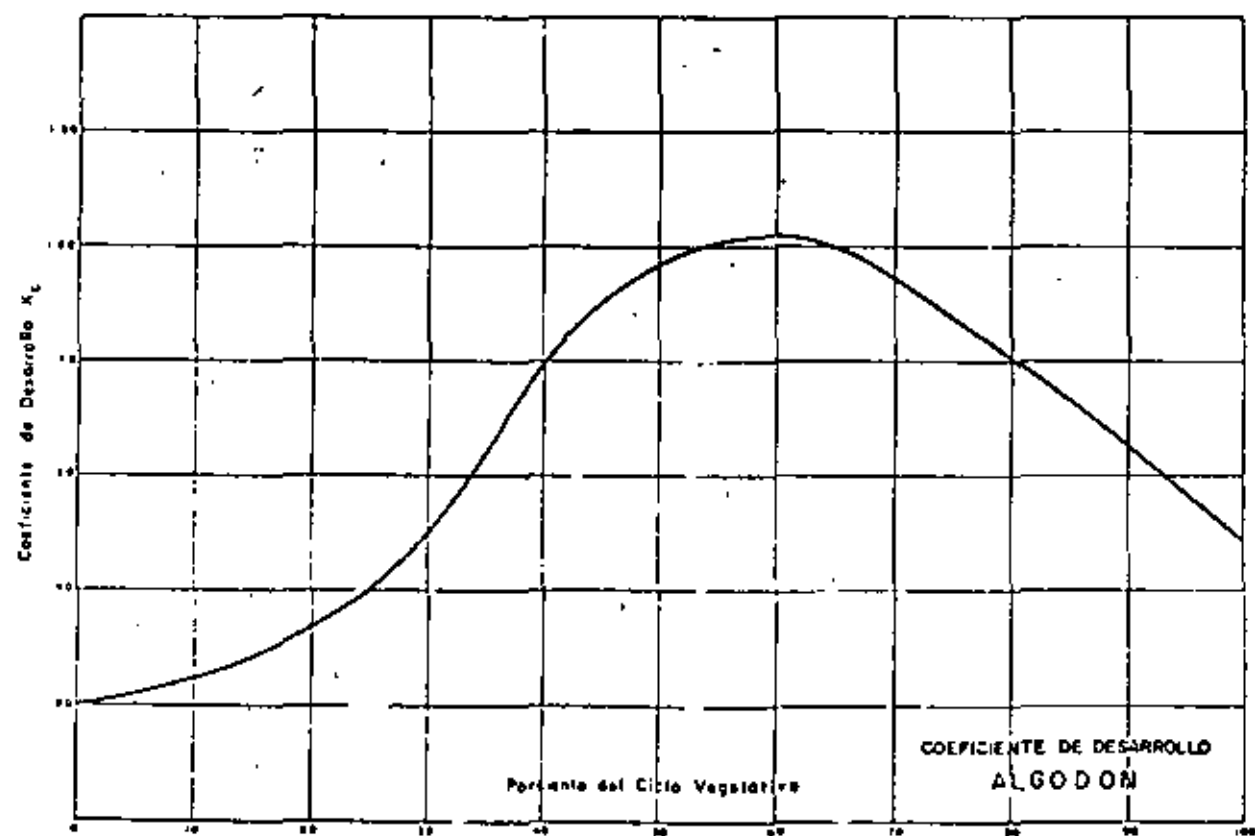
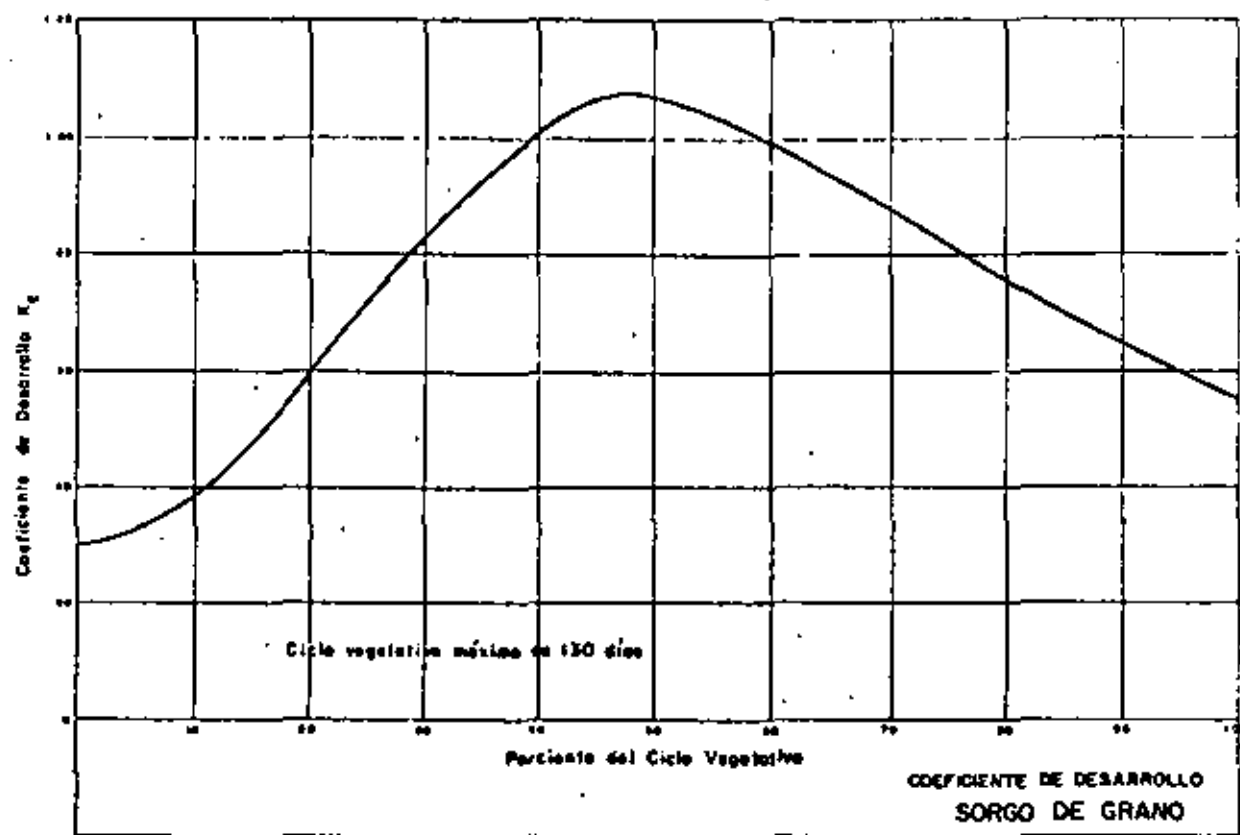
COEFICIENTE DE USO CONSUNTIVO
PARA DEFINIR EL CULTIVO

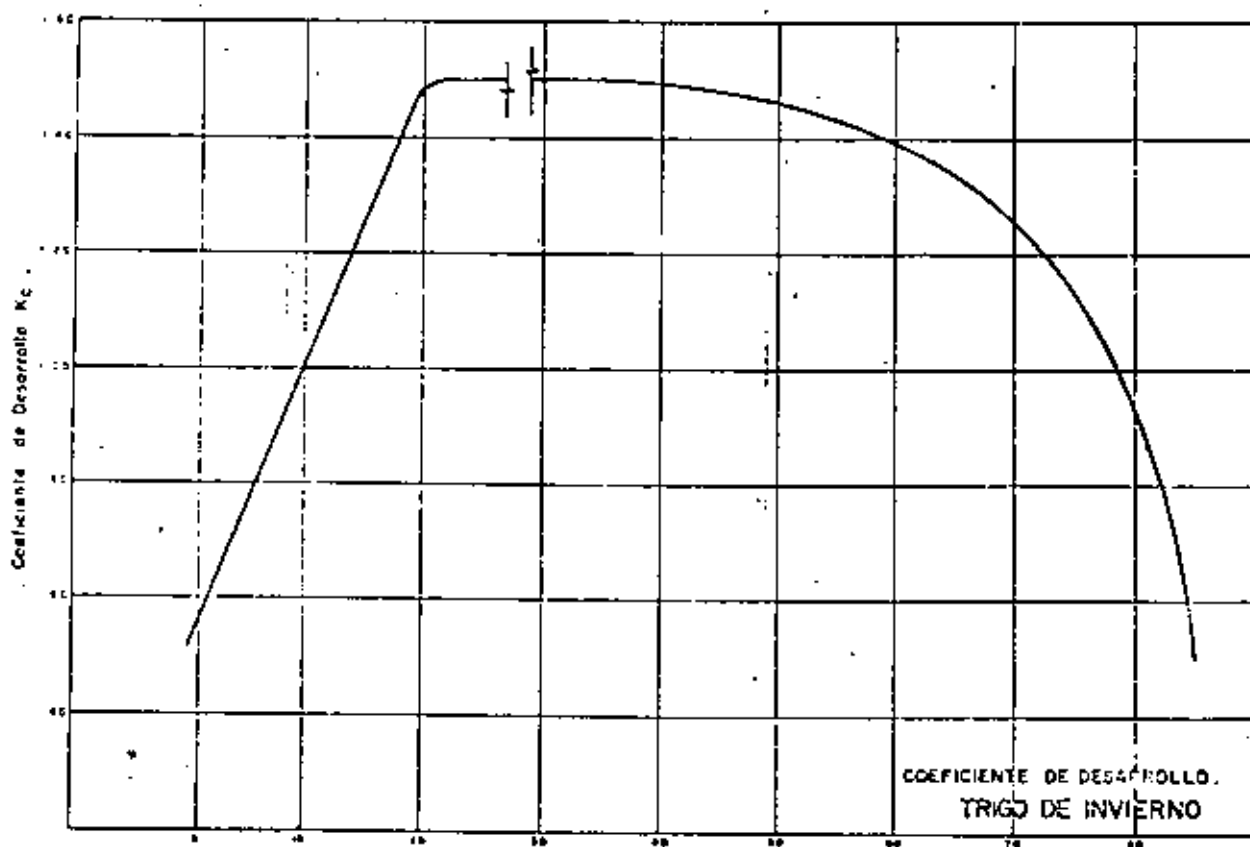
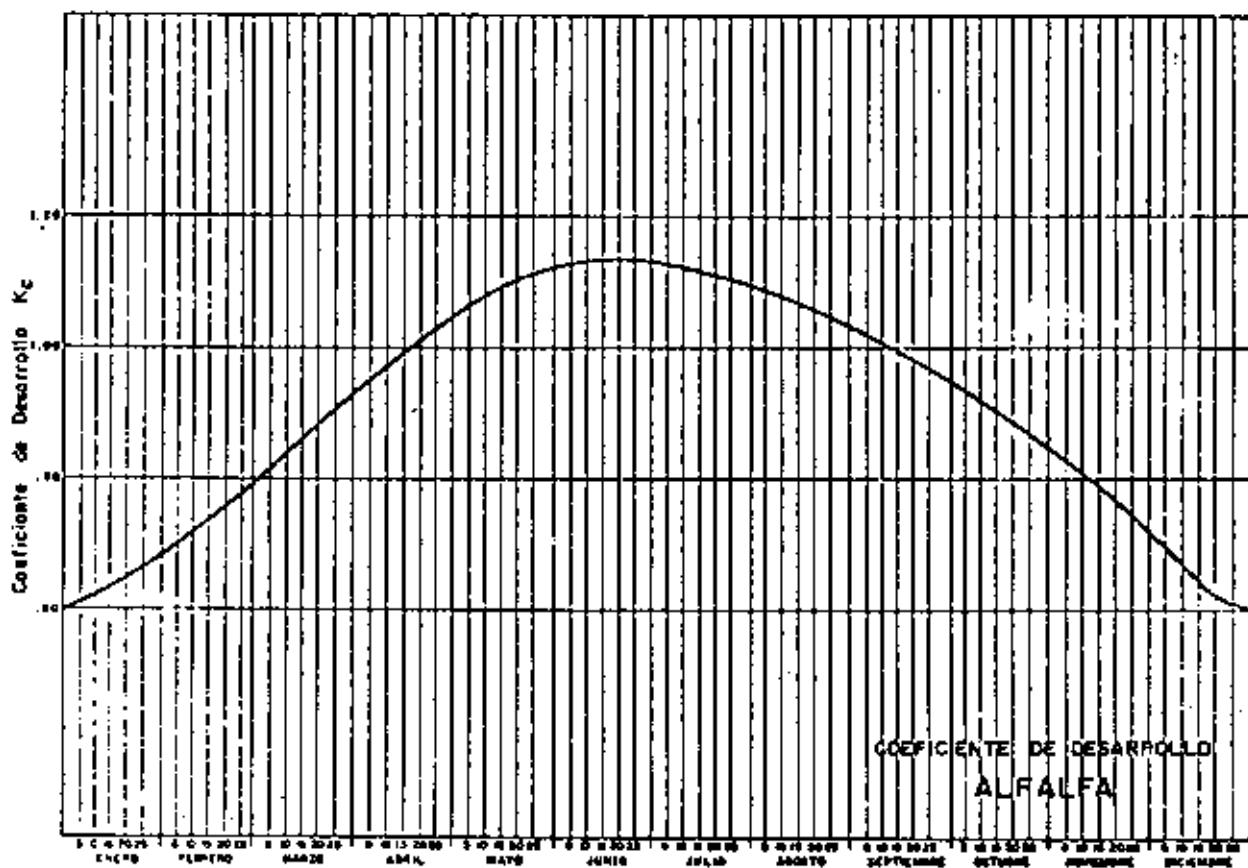
CULTIVO	Período de crecimiento	Coefficiente K
Algodón.....	7 meses.....	0.60 a 0.65
Añafra.....	Entre heladas.....	0.60 a 0.85
En invierno.....		0.60
Arrós.....	3 a 5 meses.....	1.00 a 1.20
Cereales.....	3 meses.....	0.75 a 0.85
Citrícos.....	7 meses.....	0.50 a 0.65
Frijol.....	3 meses.....	0.60 a 0.70
Jitomate.....	4 meses.....	0.70
Mais.....	4 meses.....	0.75 a 0.85
Nozales.....	Todo el año.....	0.70
Papa.....	3 a 5 meses.....	0.65 a 0.75
Pastos.....	Todo el año.....	0.75
Remolacha.....	6 meses.....	0.65 a 0.75
Sorgo.....	4 a 5 meses.....	0.70
Trébol ladino.....	Todo el año.....	0.80 a 0.85

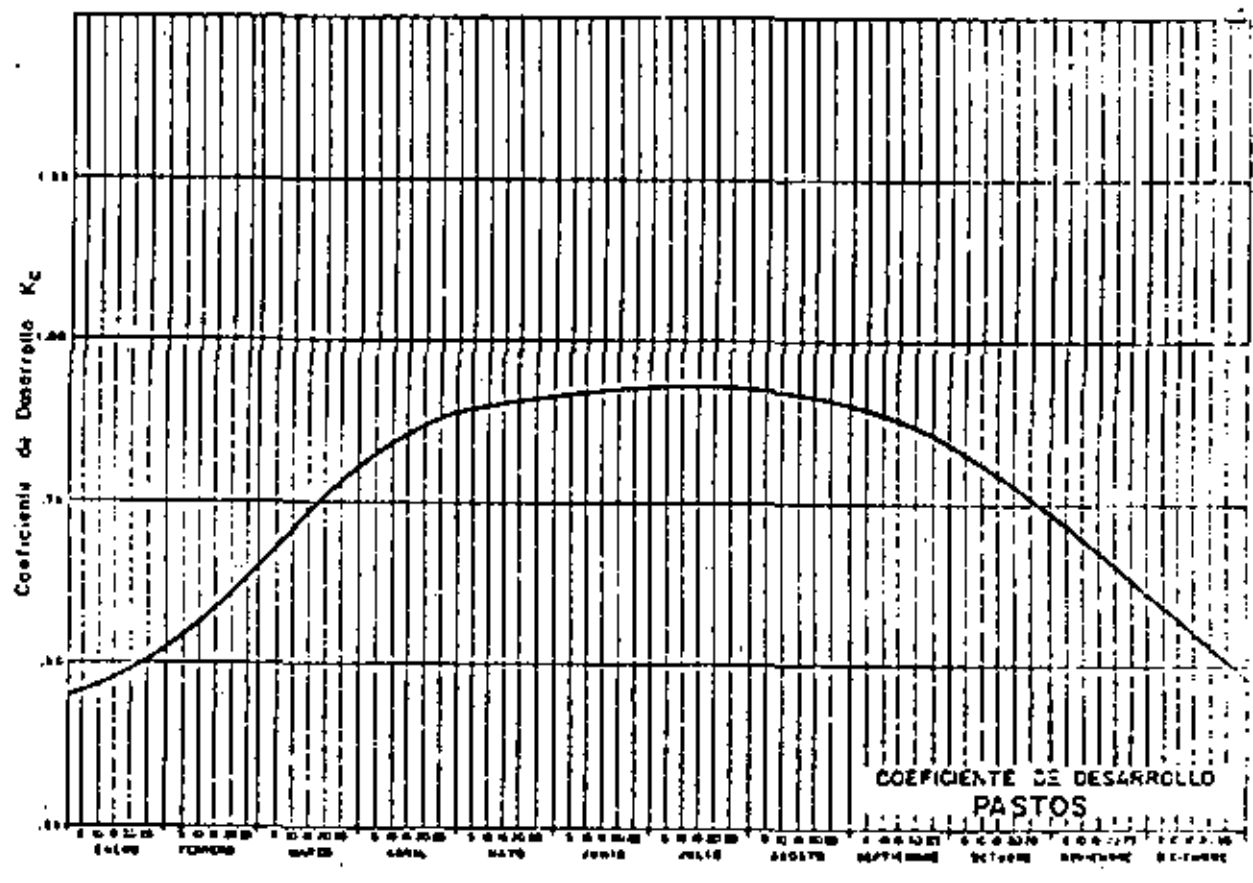
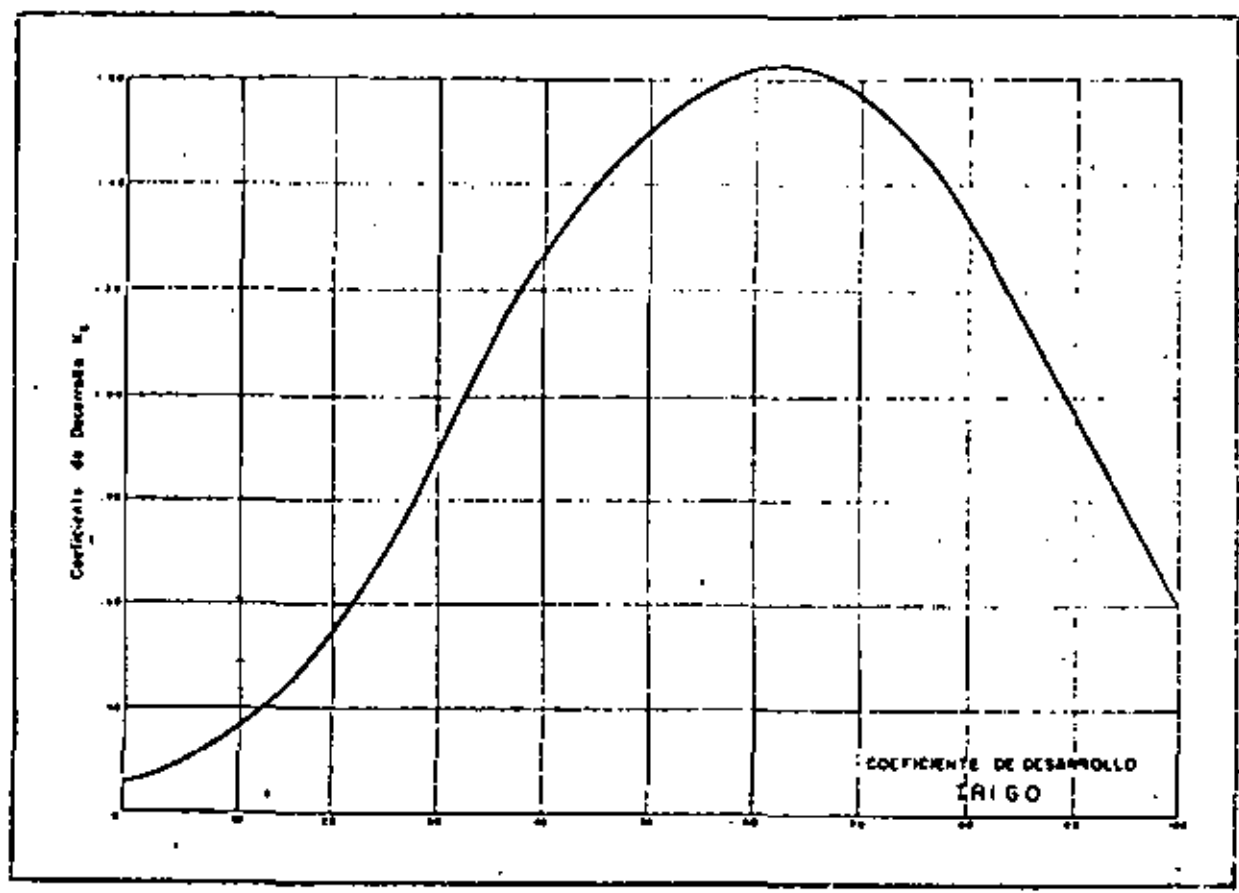
Nota: Los valores más pequeños son para riego por gravedad y los mayores para zonas áridas. Tomado de H. F. Blaney y W. L. Criddle - Determining Water Needs from climatological data U.S.D.A. Soil Conservation Service. (20) - T170

ANEXO NUM. 3

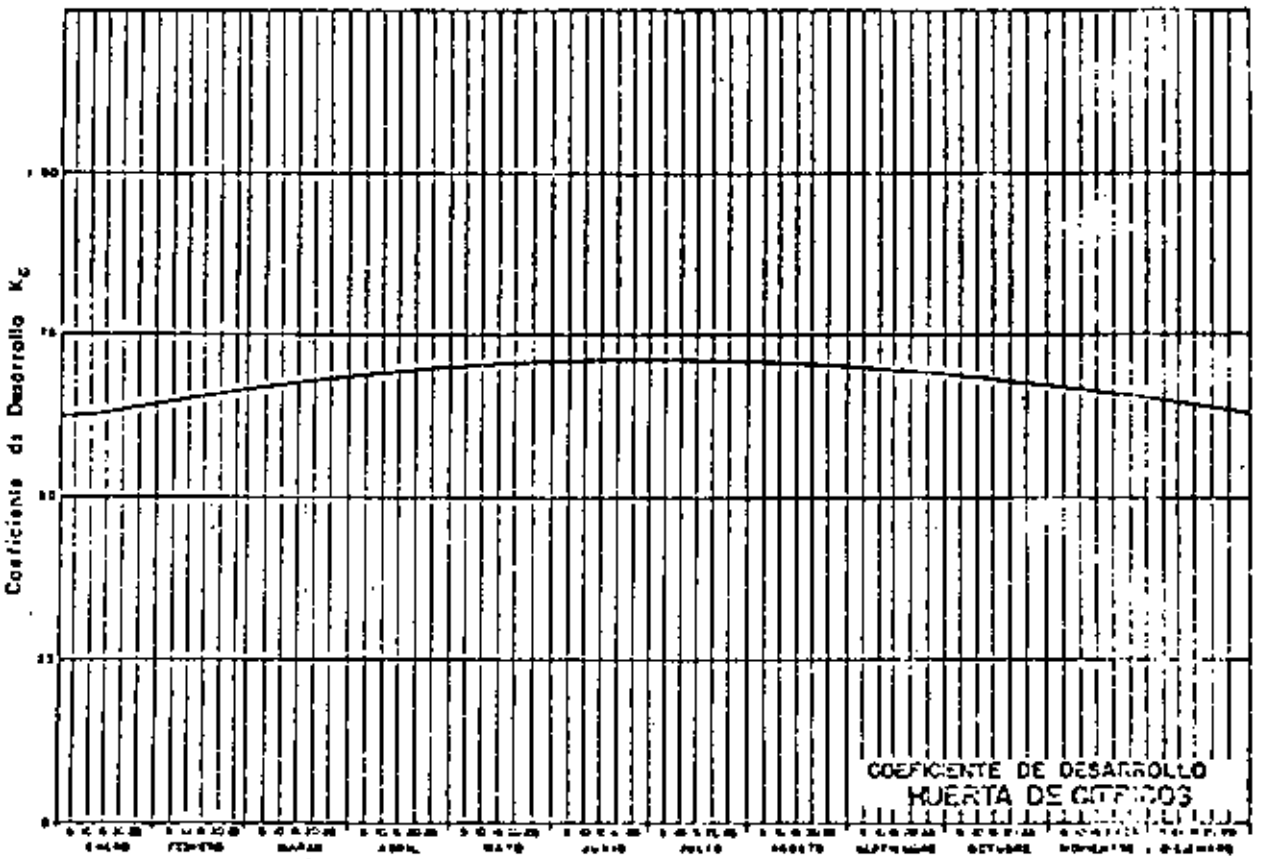
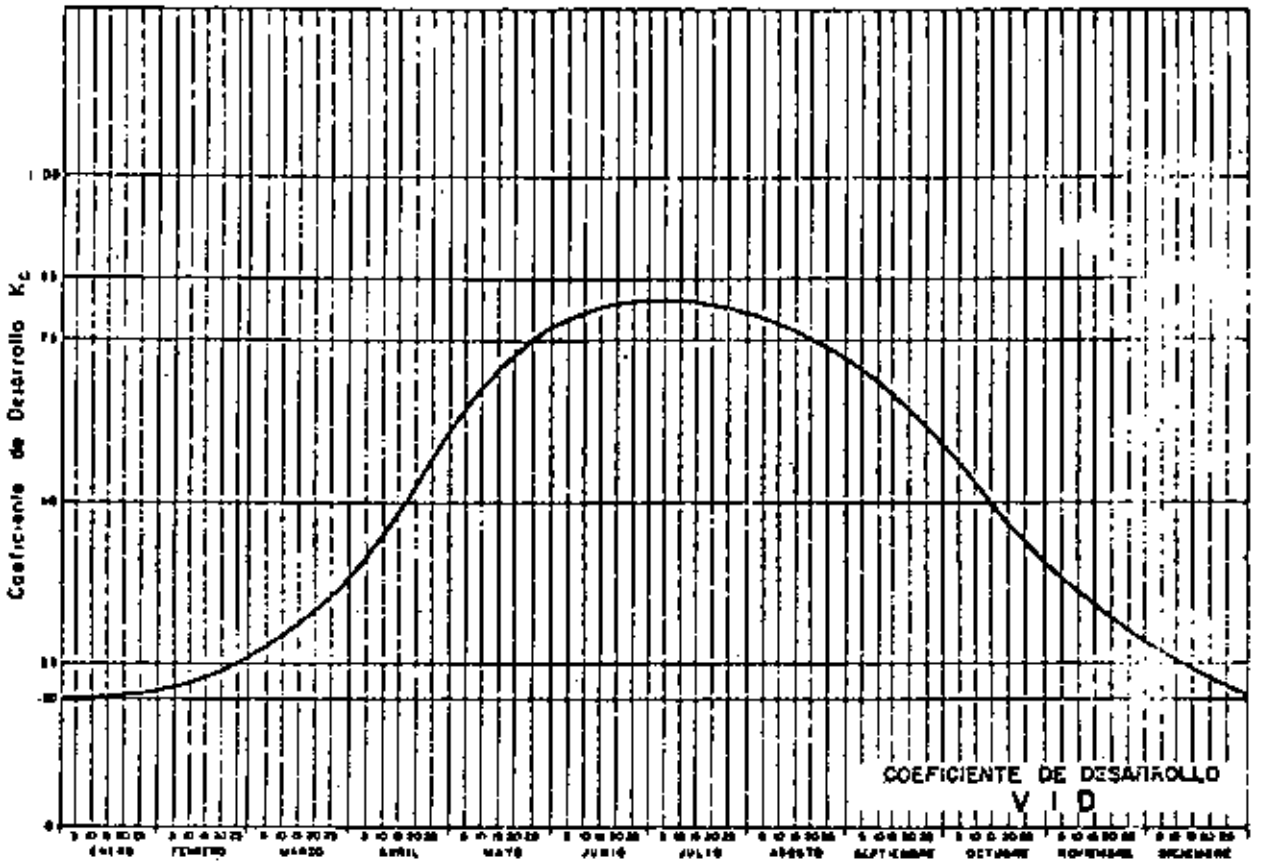


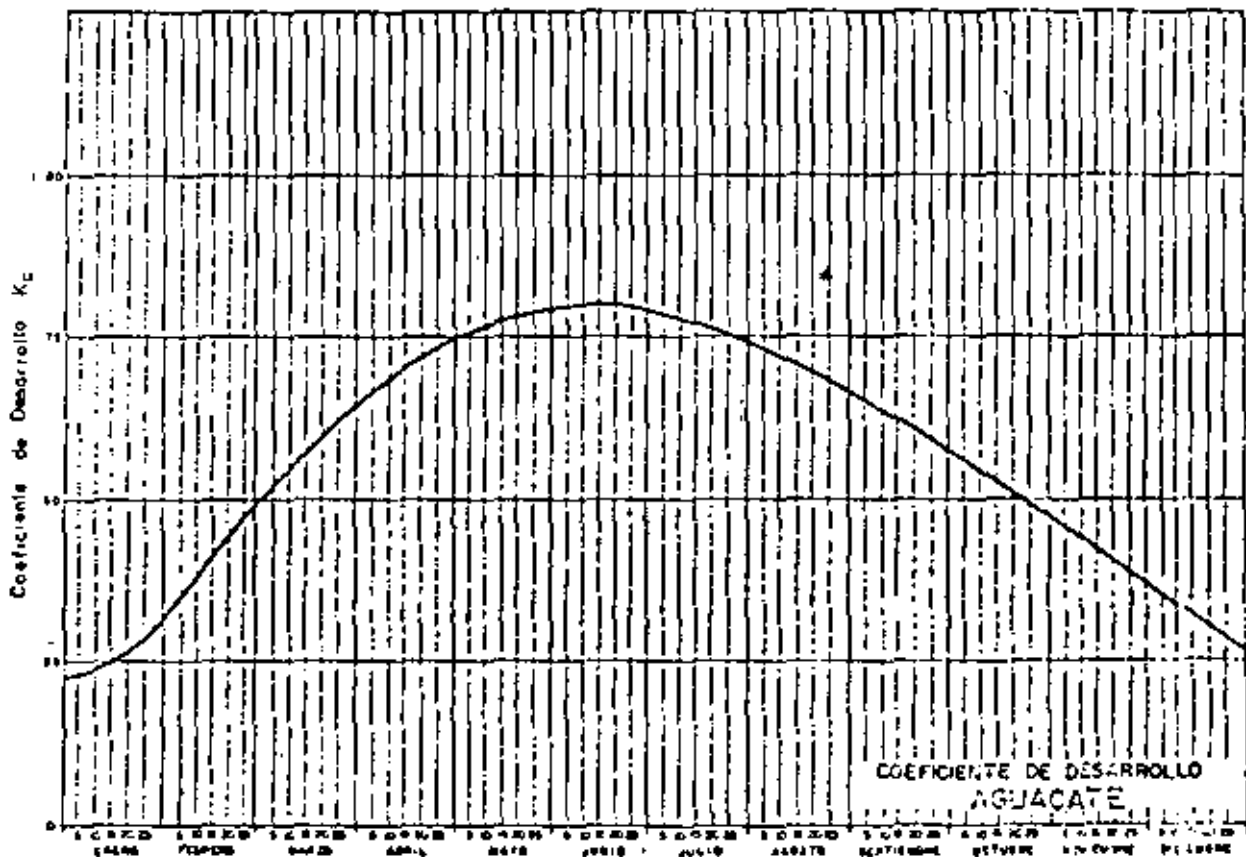
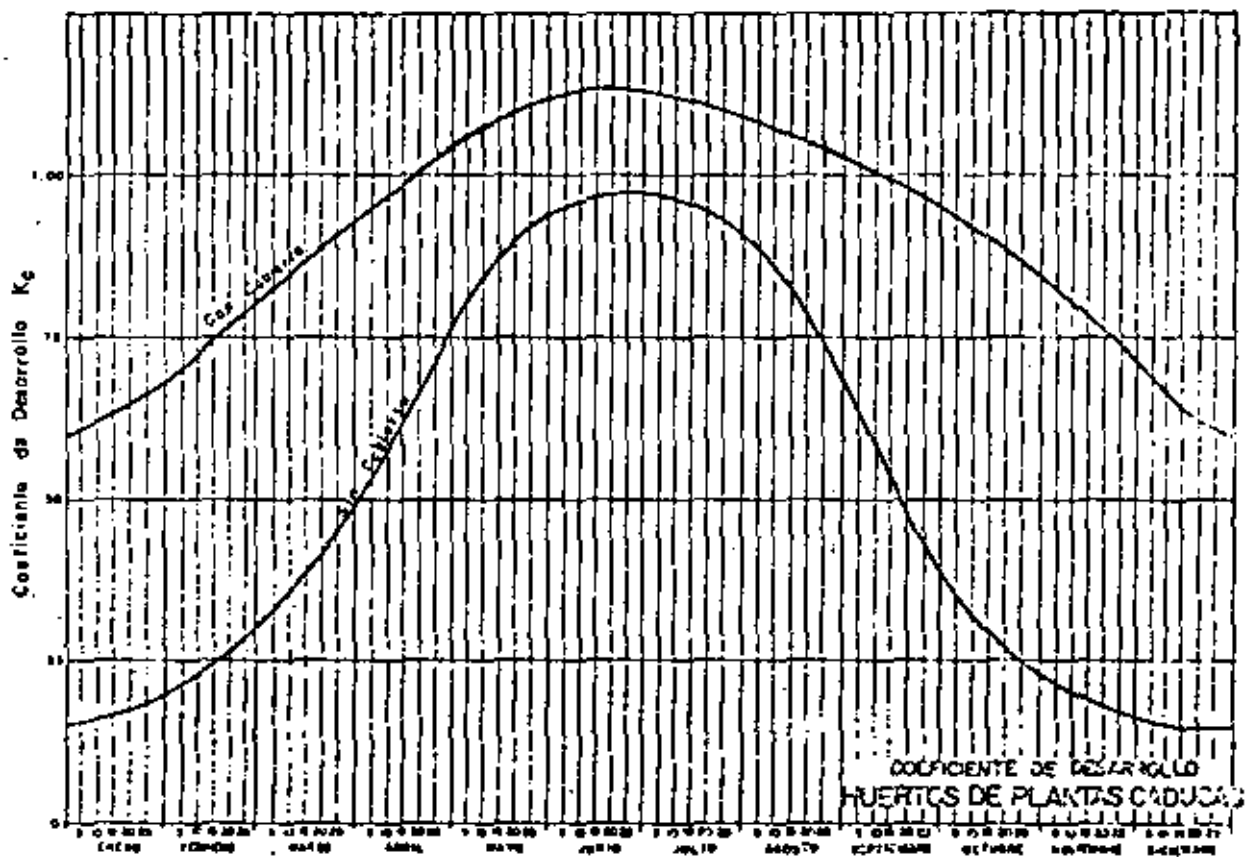




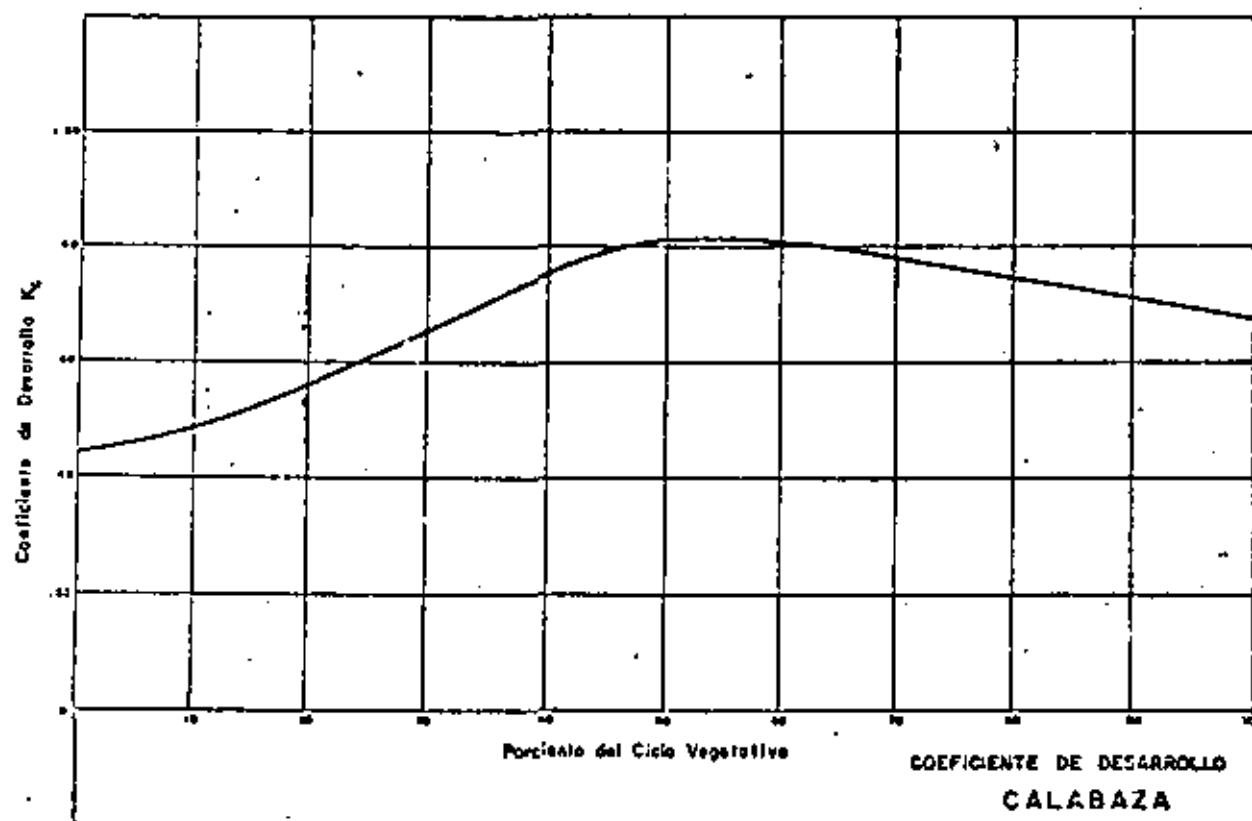
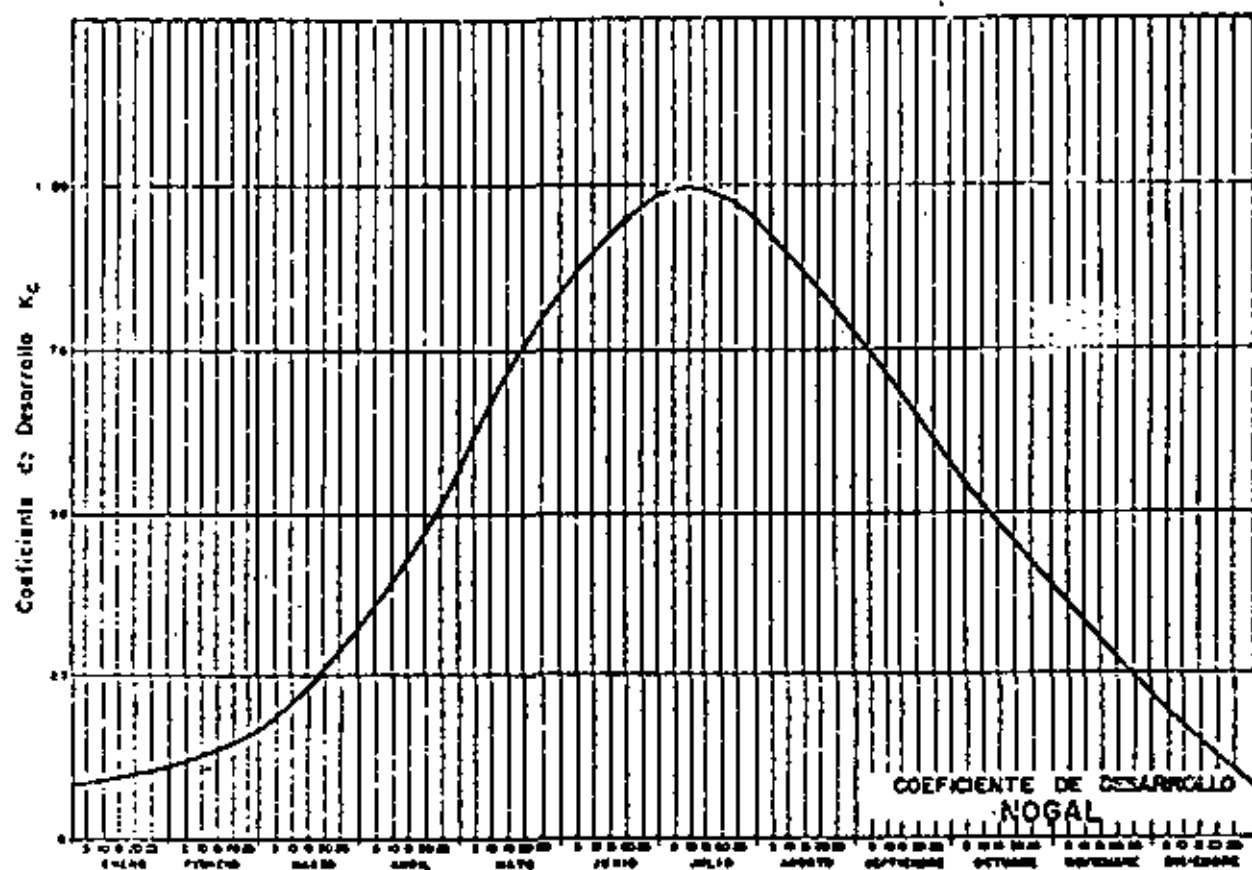


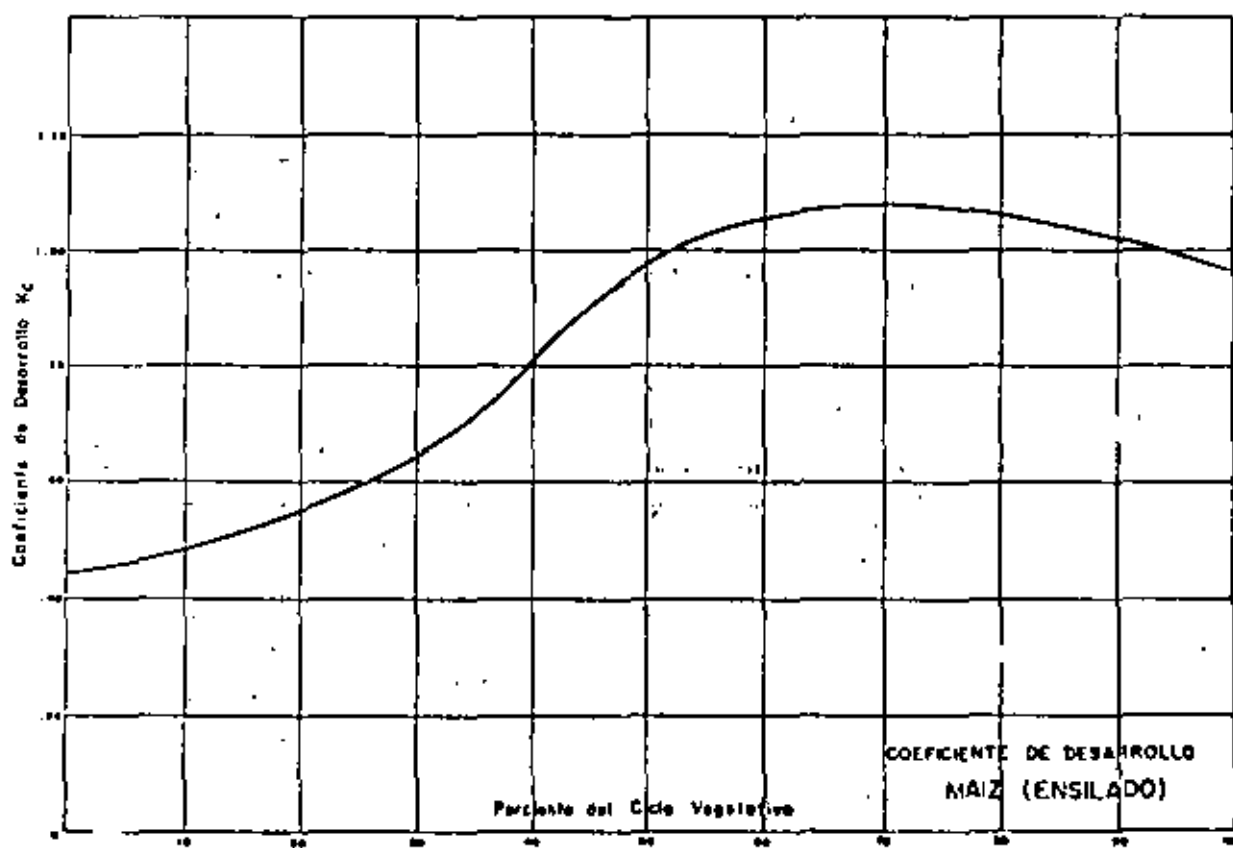
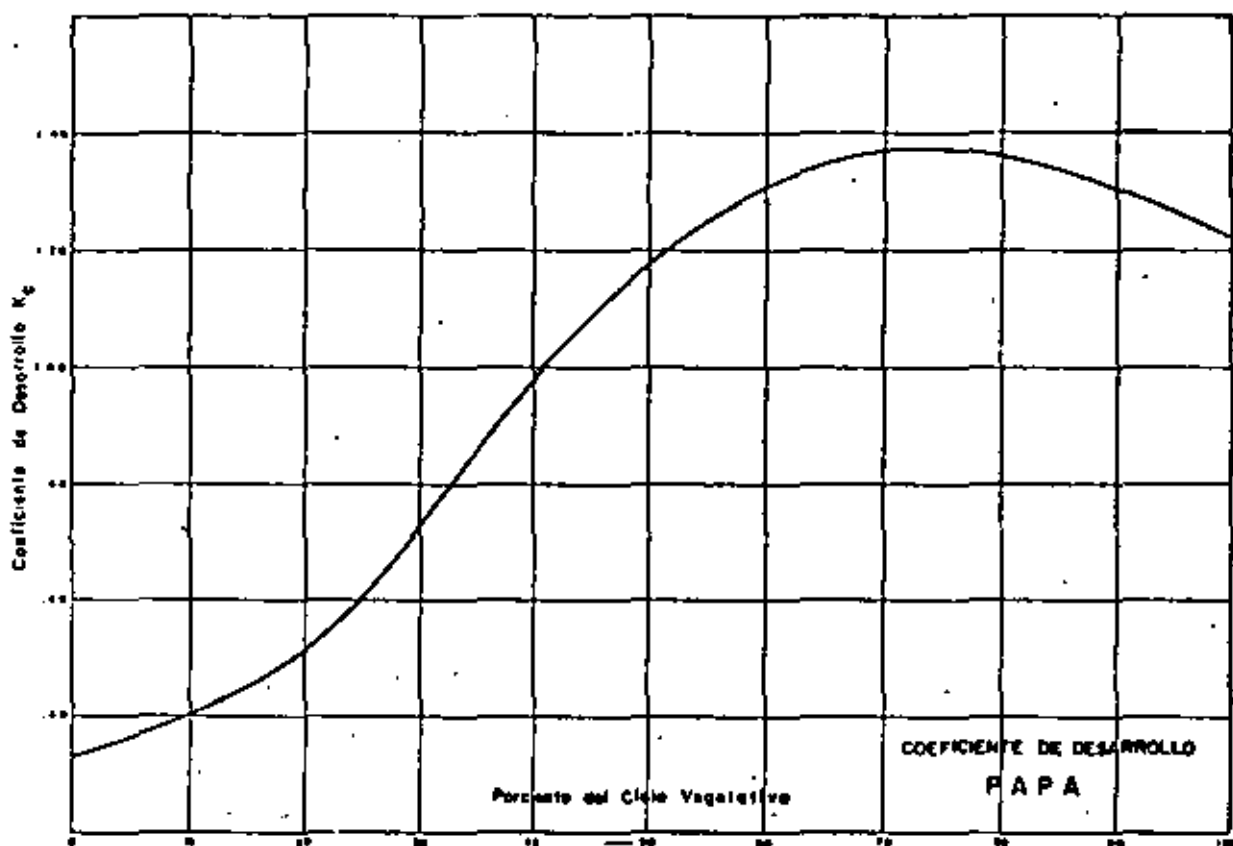
48

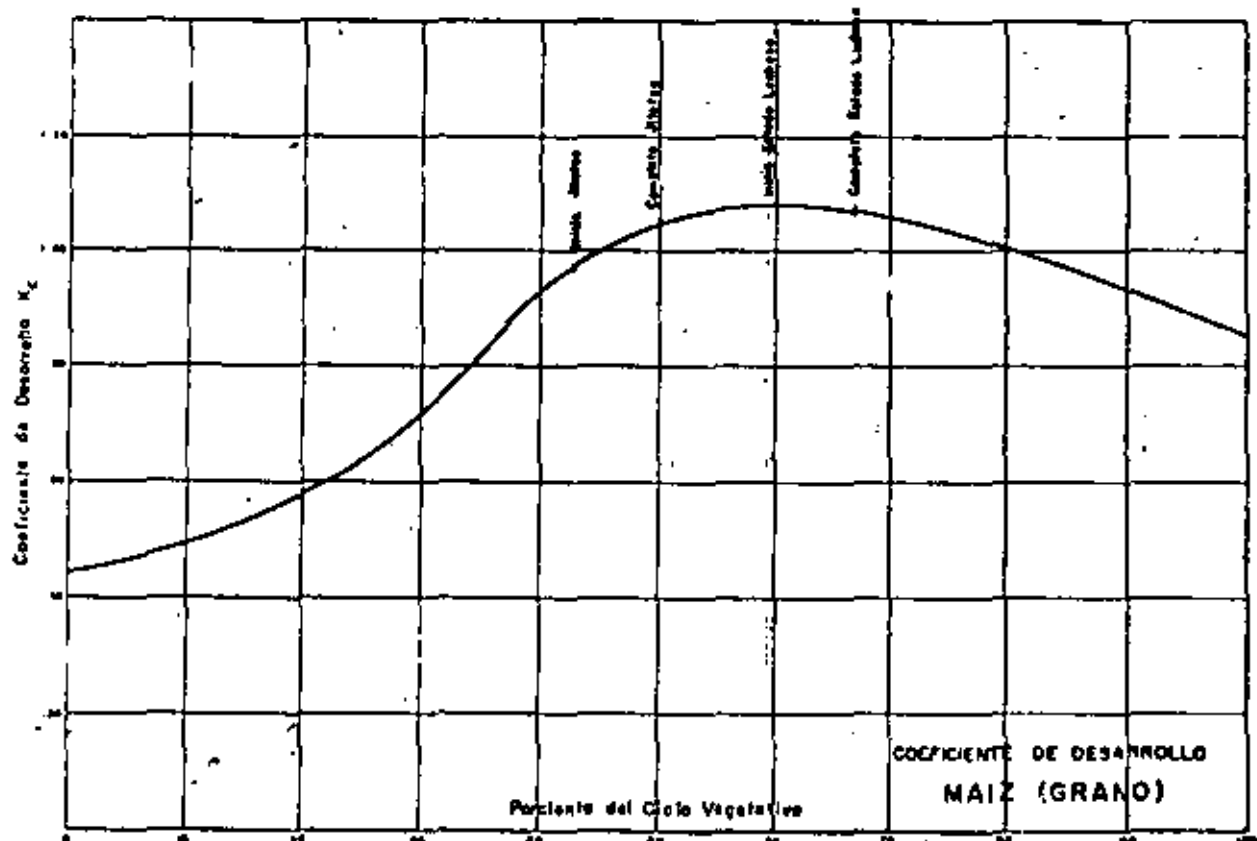
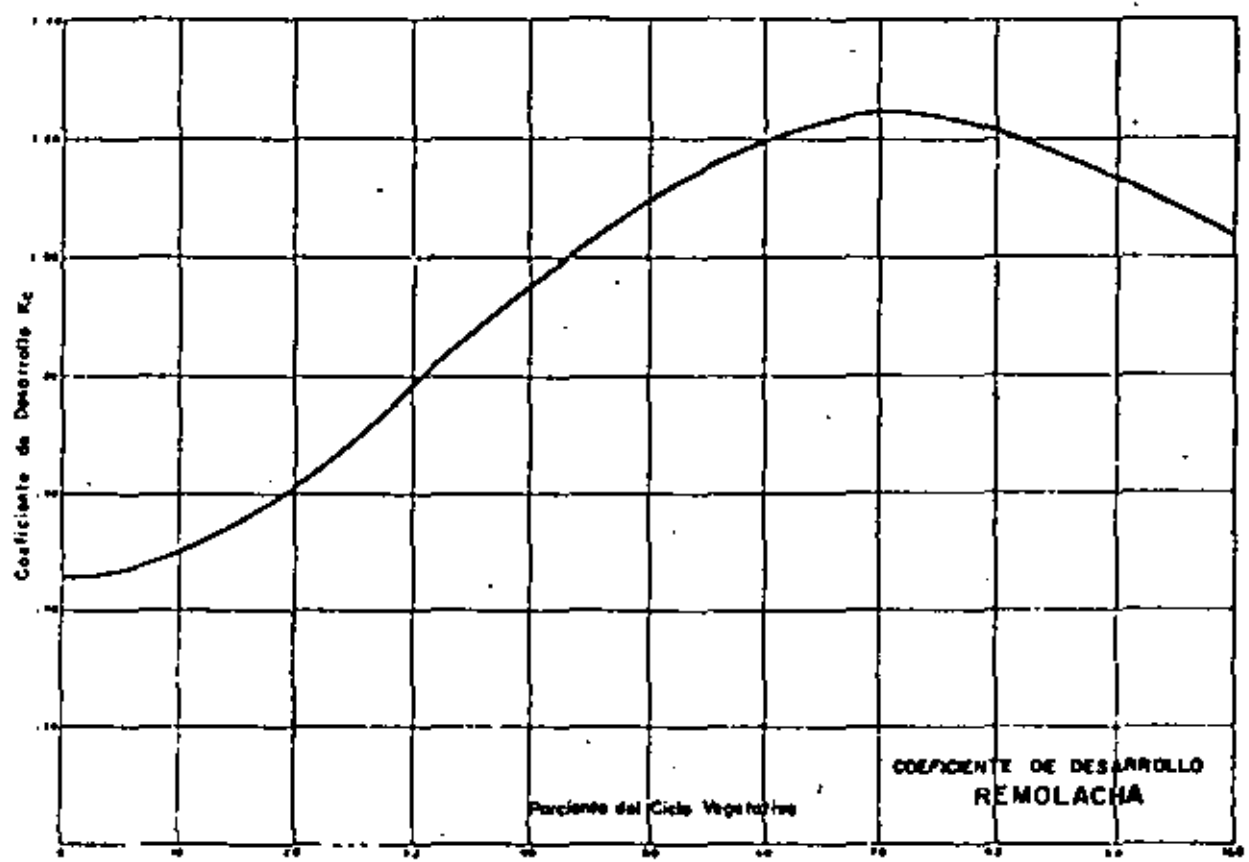


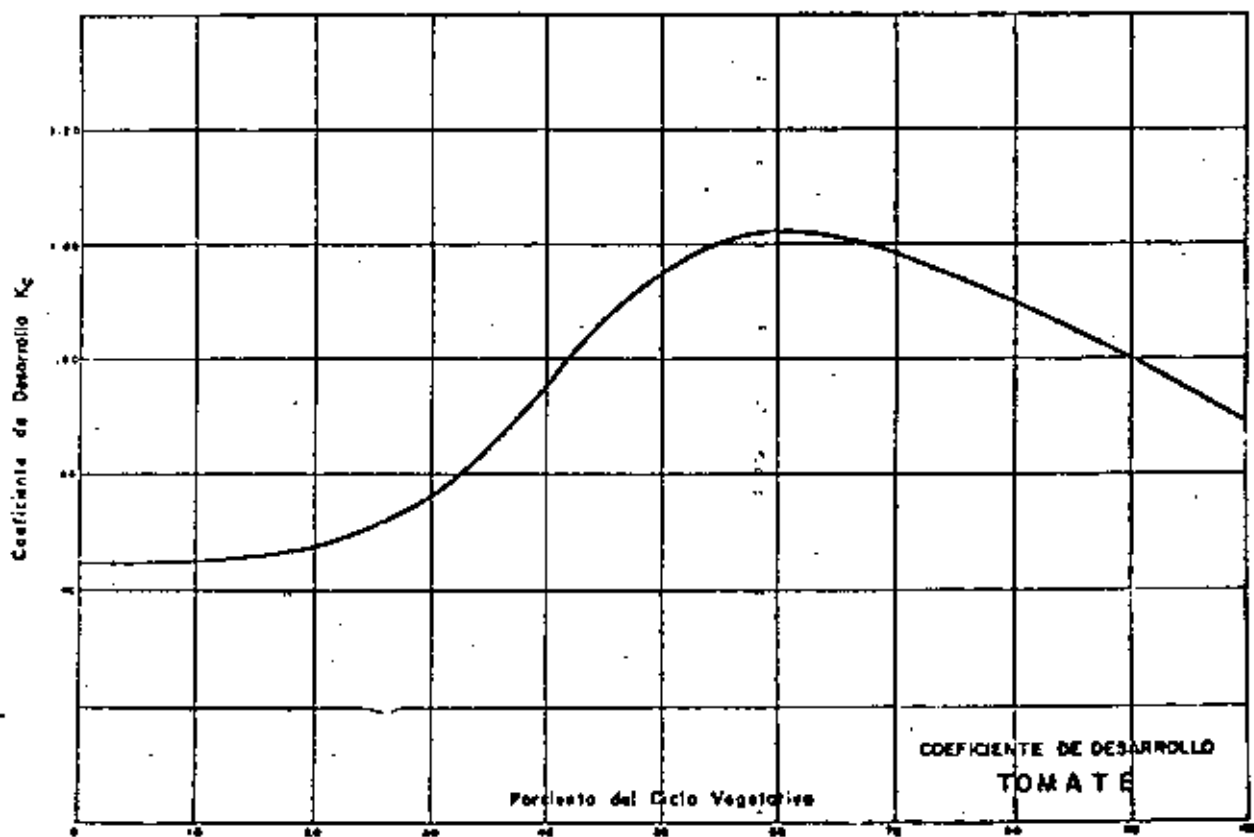
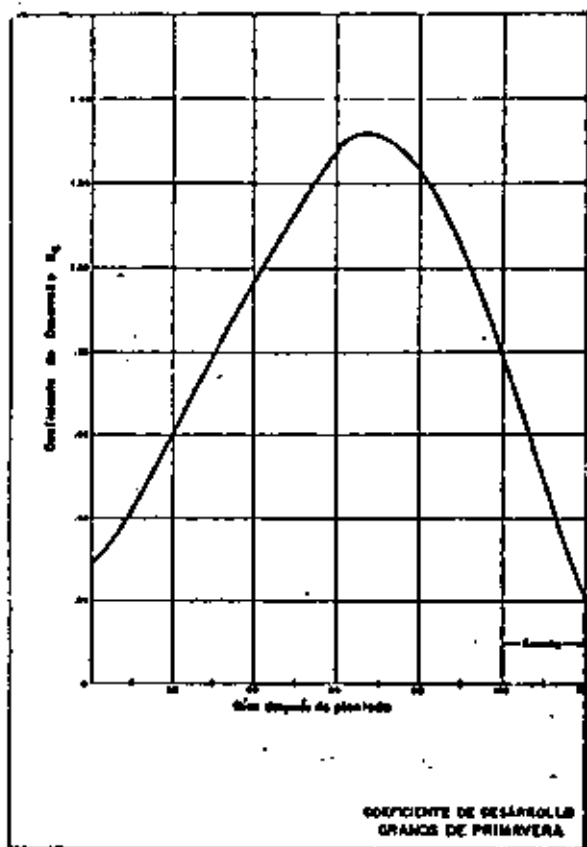


56











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

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

ELEMENTOS DE FISILOGIA VEGETAL

ING. OSCAR R. PLAISANT WONG
ING. RODOLFO ORTEGA A.

AGOSTO-SEPTIEMBRE, 1982

CAPITULO No. 1.- ELEMENTOS DE FISILOGIA VEGETAL.

Tema No. 1.1.- Materia y energía.

1.1.1.- Introducción.

Naturaleza de la fisiología vegetal.

Se llama fisiología vegetal al estudio de los procesos vitales y del desarrollo de las plantas. El estudio de las plantas adquiere importancia a partir del momento en que se descubren virtudes curativas en ellas. Los métodos actualmente empleados por los fisiólogos en sus investigaciones, están fundamentalmente apoyados en diferentes ramas de la química y de la física, es decir, métodos similares a los empleados en el estudio de la materia no viviente, con resultados sumamente satisfactorios en ambos casos.

Investigadores del grupo "Materialista" confían en -- que con el apoyo de los métodos de estudio mencionados, llegarán a conocerse todos los secretos del mundo vegetal, esta creencia implica aceptar que no hay diferencia radical entre la materia "viviente" y la "no viviente".

Investigadores del grupo "vitalista" por el contrario, consideran que tales métodos con el tiempo dejarán de ser útiles dejando muchas cosas aun inexplicadas, argumentando que la materia viva está sujeta a leyes propias y especiales.

Un punto de vista científico correcto consiste en no aceptar ninguno de estos extremos y aprovechar los descubrimientos útiles aportados por ambos grupos.

La planta y su ambiente.

La planta posee la propiedad de la vida, sin embargo para estudiarla es indispensable relacionarla con su medio ambiente. Incluso los animales, dotados de movimiento, no son ajenos al medio en que viven, pues deben comer. La mayoría de las plantas pasan su vida arraigadas a un mismo punto y crece --

rán, solo si una serie de sustancias adecuadas penetran desde el suelo a sus raíces.

Lo vivo y lo muerto

Ante la dificultad para trazar una frontera real entre lo vivo y lo muerto, los fisiólogos han convenido en aceptar como materia viva aquella que presenta continuos cambios internos en el protoplasma, materia esta, muy compleja constitutiva de la célula. Más objetivamente el crecimiento gracias a la asimilación de nueva materia, y la reproducción sin influencia externa son las propiedades más notables de la materia viva.

1.1.2.- La planta verde

La planta como una estructura y su capacidad de crecer.

Todas las estructuras materiales, vivas o no, se toman a partir de materia preexistente. Una planta, constituida por materiales inorgánicos, requiere de energía actuando sobre ella para preservar la vida a lo largo de su ciclo vital. Una vez iniciado este ciclo por la formación de una espora o semilla, la planta continua creciendo formando su estructura por la acción de fuerzas naturales llamadas "tendencia hereditaria de la semilla", con la influencia del medio ambiente y sin intervención del ser humano.

La planta verde y las demás.

Las plantas "autótrofas" son plantas verdes que poseen clorofila, caracterizadas por su capacidad para fabricarse alimentos, transformando la materia prima o nutrientes de naturaleza inorgánica en orgánica, incorporando a su organismo materia y energía. Estas plantas son el principal sostén alimenticio del mundo viviente. Las bacterias quimiosintéticas (su energía no es tomada de la luz del sol, sino de reacciones químicas por medio de las cuales sustancias oxidables presentes en los suelos o en aguas estancadas, ceden energía), son los únicos organismos conocidos sin pigmento, capaces de producir materia orgánica partiendo de sustancias inorgánicas.

Las plantas "heterotróficas" no poseen clorofila y su materia prima o nutriente es orgánica, proveniente directa o in directamente de otras plantas.

Las fuentes de materia inorgánica de las plantas verdes son pocas y casi siempre las mismas, y la energía empleada es variablemente la radiación directa procedente del sol. La clorofila es una mezcla de pigmentos que distingue a las plantas verdes de las demás.

1.1.3.- Materias primas del crecimiento. De interés general.

Carbono, oxígeno, hidrógeno, nitrógeno, potasio, calcio, magnesio, hierro, fósforo y azufre así como algunos más en pequeña cantidad, son los elementos esenciales para el crecimiento de las plantas y proceden principalmente del aire, suelo y agua inmediatos.

De interés particular.

Casi un 90% del material sólido que queda después de extraer el agua de la planta está integrado por compuestos que contienen solo carbono, oxígeno e hidrógeno, teniendo por lo tanto estos tres elementos una importancia muy particular, de mayor significación aún debido a que la asimilación de energía está asociada casi exclusivamente con estos tres elementos.

1.1.4.- Fotosíntesis.

La fotosíntesis es un proceso por medio del cual gracias a la energía luminosa absorbida por la clorofila, se rompe la molécula de agua H_2O liberándose un átomo de hidrógeno que pasa a reducir el bióxido de carbono. La fotosíntesis consiste en una serie de transferencias de hidrógeno que reducen el bióxido de carbono.

Bióxido de carbono atmosférico.

La concentración de bióxido de carbono en la atmósfera es muy baja, con variaciones diarias y estacionales de consideración. Su proporción media en las capas inferiores de la atmósfera (mayor que en las capas altas) es de unas tres partes por diez mil; esta concentración es además del orden de un 12% más baja durante el día que durante la noche, ésto se debe a -- que durante la noche el bióxido de carbono no es reducido y a -- que la absorción de bióxido de carbono por las plantas inferiores cesa al anochecer.

La vegetación asimila, $1/35$ del bióxido de carbono que contiene la atmósfera; al año, y el equilibrio se mantiene con la aportación de: actividad de los volcanes, respiración de -- plantas, animales y humanos; humos industriales.

Bióxido de carbono procedente del suelo.

Los seres vivos que pueblan el suelo son principal -- mente plantas y animales unicelulares, pero como productores de bióxido de carbono son muchísimo más importantes las bacterias. Cuando restos animales o vegetales caen al suelo o quedan enterrados en él, varias bacterias degradan su materia, y carbohidratos como el almidón y la celulosa que estaban presentes en -- la materia inicial, son hidrolizados y oxidados hasta producir finalmente bióxido de carbono. El oxígeno libre necesario para la oxidación no siempre es indispensable, ya que hay bacterias -- anerobias capaces de vivir en un medio desprovisto de oxígeno -- gaseoso.

Bióxido de carbono disuelto.

Las aguas naturales contienen gran cantidad de bióxido de carbono, pero solo una quinta parte de él está disuelto -- (el resto está asociado con calcio y otras bases en forma de -- carbonatos y bicarbonatos) para, por medio de procesos muy lentos combinarse con el atmosférico efectuando reajustes de equilibrio.

Ahora bien la única fuente de carbono de que disponen las plantas verdes típicas, es precisamente el bióxido de carbono.

Entrada del bióxido de carbono a las plantas.

Examinando el corte transversal de una hoja, puede observarse que la clorofila o pigmento verde, esencial para la asimilación del carbono, está confinado a pequeños cuerpos distribuidos en el citoplasma que se llaman "cloroplastos" y que es donde tiene lugar la fotosíntesis. El bióxido de carbono penetra en la hoja a través de las aberturas estomáticas distribuidas en la epidermis o superficie de la hoja, enseguida pasa a una serie de lagunas ocupadas por aire en el interior de las hojas en donde el bióxido de carbono se mezcla por difusión. Las membranas celulósicas que limitan las lagunas están embebidas en agua, representando un medio líquido a través del cual el bióxido de carbono realiza la última etapa de su viaje hasta el cloroplasto por difusión.

Fuentes de hidrógeno y oxígeno.

Se ha explicado ya que el carbono proviene del CO absorbido por la planta y que este último es reducido a hidrato de carbono por el átomo de hidrógeno liberado al romperse la molécula H₂O en el fenómeno de la fotosíntesis. Entre las plantas superiores el donador de hidrógeno es siempre el agua y estudiando el mecanismo de las reacciones químicas que se realizan puede demostrarse que el oxígeno libre desprendido también proviene del agua.

La actividad química de la clorofila es reversible y catalítica, por lo que no hay consumo de ella. Una deficiencia en la materia prima inorgánica ejerce un efecto muy marcado en la fotosíntesis, por ejemplo el magnesio, es necesario para la formación de la clorofila.

El agua es también esencial para la fotosíntesis, procede del suelo de donde es tomada por las raíces y llevada hasta las hojas. La cantidad de agua consumida por la fotosín-

tesis, procede del suelo de donde es tomada por las raíces y -- llevada hasta las hojas. La cantidad de agua consumida por la fotosíntesis representa una proporción muy pequeña de la que pasa a través de la planta.

Interacción de los factores.

La intensidad de la fotosíntesis depende: de la concentración de bióxido de carbono disponible; de la cantidad de clorofila; de la intensidad de luz; de la temperatura y otros factores de menor importancia. Un incremento de cualquiera de estos factores tiende a acelerar la fotosíntesis, sin embargo -- ello tiene un límite, pues una intensidad de luz demasiado alta destruye la clorofila por oxidación, demasiado bióxido de carbono tiene un efecto anestésico.

1.1.5.- Quimiosíntesis.

Existen bacterias que viven y se desarrollan en completa independencia de la luz, el origen de su carbono continúa siendo el bióxido de carbono, pero la energía necesaria no proviene de la luz del sol sino de reacciones químicas en las que se logra que varias sustancias oxidables presentes en los suelos o en las aguas estancadas cedan energía.

Se sabe muy poco acerca de los procedimientos para almacenar energía y sobre cómo el bióxido de carbono es reducido -- y en qué compuestos se convierte. Como bacterias quimiosintéticas están las Beggiatoas, las Nitrosomas y las Nitrobacter -- que oxidan gas sulfúrico, iones de amonio y nitritos respectivamente.

Tema No. 1.2.- Los azúcares y las sustancias vegetales formadas a partir de ellos.

Es tradicional considerar a los azúcares, especialmente a la glucosa, fructuosa y sacarosa como productos finales de la fotosíntesis. Estos azúcares y aún el almidón, se forman en el interior de los cloroplastos. Los azúcares son sustancias--

que contienen básicamente carbono, hidrógeno y oxígeno.

1.2.1 Los hidratos de carbono.

Entre los azúcares formados por la fotosíntesis, los más importantes pertenecen al grupo de los "hidratos de carbono" y son:

	Pentosas	arabinosa ribulosa
Monosacáridos	Hexosas	Glucosa manosa fructosa
Disacáridos	Sacarosa maltosa	
Polisacáridos	almidón celulosa	

Monosacáridos.- Son solubles en agua y como ejemplo de este tipo de carbohidratos se tienen las pentosas y las hexosas.

Pentosas.- Poseen 5 átomos de carbono formando cadena y su fórmula es $C_5H_{10}O_5$; en las plantas se encuentran raramente libres; de las pentosas se derivan los polisacáridos y otros compuestos tales como las gomas y mucílagos que se encuentran en plantas suculentas como las algas. Son pentosas la arabinosa y la ribulosa.

Hexosas.- Poseen 6 átomos de carbono formando cadena y su fórmula es $C_6H_{12}O_6$; tienen sabor más o menos dulce; por oxidación se convierten en ácidos orgánicos. Son hexosas la glucosa, manosa y fructosa.

Disacáridos.- Están tomados por la condensación de dos moléculas cualesquiera de monosacárido con la eliminación de una molécula de agua. Derivan de hexosas y su fórmula es

C H₂2.0 , son solubles y dulces como los monosacáridos. Como ejemplos tenemos la sacarosa y la maltosa.

Sacarosa. Es el azúcar del comercio; se encuentra con abundancia en todas las plantas, muy principalmente en la remolacha y caña de azúcar.

Maltosa. Raramente se encuentra libre en las plantas, aparece durante la germinación de semillas ricas en almidón como la cebada que, una vez germinadas constituyen la malta, de la cual toma el nombre.

Polisacáridos. Son prácticamente insolubles en agua; se derivan de las pentosas por condensación. Los polisacáridos más importantes, presentes en casi todas las plantas, son el almidón y la celulosa.

Almidón. Se presenta en el interior de las células vivas y se le reconoce por el color azul que da con el yodo en presencia de agua. Como la sacarosa, el almidón puede acumularse a elevadas concentraciones en determinados tejidos.

Celulosa. Se deposita sobre la superficie exterior del protoplasma vivo constituyendo las paredes de la célula y en muchos casos la mayor parte de la planta. Los pelos de la semilla del algodón nos ofrecen un ejemplo característico de membranas de celulosa pura. La celulosa pura es muy insoluble y muy resistente a la hidrólisis y a otros cambios químicos. Tiene aplicaciones en la industria del papel, celofana y rayón.

1.2.2.- Metabolismo de los carbohidratos.

Es conveniente adoptar como punto final de la fotosíntesis la formación de un azúcar tipo hexosa. De los cloroplastos están saliendo constantemente azúcares hacia los tejidos vecinos, pudiendo convertirse en otras sustancias ya en los puntos de crecimiento de ramas y raíces; los cloroplastos son capaces de producir sacarosa, glucosa o fructuosa a partir de uno de ellos. El oxígeno es indispensable para estos cambios pero no la luz.

1.2.3.- Substancias de reserva.

Las substancias que durante el transcurso del metabolismo se acumulan en diversas partes de la planta para más tarde ser reconvertidas en formas más sencillas se llaman materiales de reserva; por ejemplo las grasas constituyen substancias de reserva típicas de las semillas.

Tema No. 1.3.- La descomposición de los azúcares y la liberación de energía.

1.3.1 La respiración de las plantas.

Se ha dicho que los azúcares son empleados para la construcción de substancias complejas del cuerpo de la planta, pero cierta proporción de ellos está sin cesar sufriendo descomposición y nunca pasa a las formas complicadas del tipo de almidón, celulosa o proteína.

La presencia de cantidades variables de azúcares es característica de todas las células vivas y hay razones para suponer que en ellas la metabolización de los azúcares se produce sin cesar. Al mismo tiempo se libera bióxido de carbono y se absorbe oxígeno. Este intercambio de gases recibe el nombre de respiración.

El bióxido de carbono liberado deriva de los azúcares y los productos finales externos formados por la respiración vegetal, son exclusivamente bióxido de carbono y agua, producidos a partir de la oxidación del carbón y del hidrógeno presentes en forma de moléculas de azúcar.

Intensidad de la respiración.

Al poner una planta en la obscuridad, la fotosíntesis se detiene pero la respiración continua, emitiéndose lentamente bióxido de carbono, cuya aparición puede ponerse de manifiesto encerrando la planta en un recipiente y analizando después el aire del interior con agua de cal. Mediante dispositivos ade -

cuados se puede medir cuidadosamente la velocidad de formación del bióxido de carbono, valor que puede denominarse "intensidad de la respiración". También podría medirse la intensidad de la respiración, determinando la velocidad de absorción de oxígeno.

Respiración a lo largo del ciclo vital.

El protoplasma vivo está sujeto a cambios frecuentes, pero durante el transcurso de la vida de la planta se va sucediendo una lenta cadena de alteraciones susceptibles de ser bien observadas. Cada protoplasma tiene su propio desarrollo, por lo que diferentes células situadas en distintas partes de una planta, no están en el mismo estado de su crecimiento, siendo por ello posible aislar tejidos de una misma planta que estén en diferentes fases de su desarrollo protoplasmático; estos tejidos se diferencian de los demás por su intensidad de respiración, de modo que pueden distinguirse cinco fases dependiendo de las condiciones de sus protoplasmas:

1. Embrionario, por ejemplo los ápices de ramas y raíces; los embriones en germinación. Los tejidos se caracterizan por tener membranas celulares delgadas con protoplasma abundante, con grandes núcleos que presentan con intensidad las reacciones de las proteínas. Los carbohidratos están pobremente representados o ausentes de las membranas celulares. En esta fase la respiración sube rápidamente hasta un máximo partiendo del valor más bajo casi imposible de medir.
2. Juvenil, por ejemplo zonas de alargamiento de las ramas y raíces; frutos carnosos verdes. Se forman pronto vacuolas y se desarrollan intensas reacciones de los azúcares. Hay una gran dilatación del tejido y las membranas celulares continúan siendo delgadas. Cuando los tejidos entran en su fase juvenil cesa el aumento en la respiración y luego se inicia un largo declive que se extiende a lo largo de la madurez para alcanzar un mínimo en la fase latente.
3. Madura, por ejemplo hojas funcionales, etc. Esta fase dura mucho más que cualquiera de las anteriores y se caracteriza por la lenta diferenciación de las células hacia sus formas definitivas. Hay poco aumento de tamaño y se establece un equilibrio grosero entre la ganancia y pérdida de substan --

cias. La madurez toca a su fin en el "climaterio", después del cual se entra en la senescencia.

4. Senescente, por ejemplo frutos maduros y muy maduros. Cesa el desarrollo, la estructura celular empieza a deteriorarse y se pierde la capacidad de síntesis. Hidrólisis y oxidaciones irreversibles conducen finalmente a la autólisis o autodigestión de los tejidos por sus propios enzimas.
5. Latente, por ejemplo semillas secas; yemas invernantes. La última fase, post-mortem, de este proceso es ayudada de ordinario por la descomposición fúngica y bacteriana. La latencia puede interrumpir las fases embrionaria, juvenil o de madurez de un tejido, pero no la de senescencia.

Cociente respiratorio.

Es la relación entre el volumen de CO₂ emitido y el volumen de O₂ absorbido. Este cociente es útil en los estudios sobre la respiración a causa de que su valor depende, principalmente, del tipo de substancia que está siendo consumida. Así, el cociente respiratorio teórico, correspondiente a la oxidación de cualquier carbohidrato, sería de 1.0 ya que el número de moléculas de CO₂ producido es igual al de moléculas de O₂ consumido. Por ello, los volúmenes intercambiados son también iguales. Cuando se respiran grasas, esto implica una oxidación suplementaria, por lo que el consumo de oxígeno supera la producción de CO₂ y el cociente cae por debajo de la unidad.

Materiales respirables.

Los resultados proporcionados por los experimentos de medición del cociente respiratorio en ausencia de fotosíntesis, sugieren que los carbohidratos son los materiales respirables-- que los tejidos de las plantas sanas utilizan normalmente. Las grasas sólo se usan en casos especiales, como en las semillas en germinación, y las proteínas en ningún caso a menos que falten los otros tipos de reserva. Los carbohidratos normalmente-respirables son: el almidón, la sacarosa, la glucosa y la fructosa.

Las proteínas y la respiración.

Aunque durante la respiración normal no se liberen ni amoníaco ni bióxido de carbono a partir de las proteínas de las plantas, ello no implica que nada les esté sucediendo a las proteínas. Parece más probable que sufran continuamente procesos de formación y desintegración. En condiciones favorables no se fren ningún otro tipo de descomposición pero pueden ser utilizadas para la síntesis de aminoácidos y de aminas o de nuevas proteínas, quizás después de ser transportadas a una parte más joven de la planta.

Efecto del oxígeno.

Hasta aquí nos hemos limitado a los procesos que tienen lugar en atmósfera normal, pero pueden conocerse más detalles acerca de la respiración estudiando su comportamiento al variar la proporción de oxígeno en la atmósfera. El oxígeno actúa economizando el azúcar consumido por las células durante la respiración, por lo que el azúcar es metabolizada con mayor velocidad en atmósfera de nitrógeno puro, y a esto se debe que la producción de CO₂ aumente en atmósfera de nitrógeno en lugar de bajar bruscamente como es de suponerse al considerar que en ausencia de oxígeno no es posible oxidar completamente hasta CO₂ los materiales respirables. Estrictamente hablando, solamente análisis directos de azúcar pueden demostrar cualquier cambio en la velocidad de metabolización del azúcar, y las mediciones basadas en el CO₂ o en otros productos pueden inducirnos a error.

1.3.2. Respiración anaeróbica.

Puesto que el bióxido de carbono continua produciéndose en ausencia de oxígeno, es evidente que sin él hay algún tipo de respiración que puede continuar realizándose. Esta respiración anaeróbica tiene bastantes características comunes con la fermentación alcohólica llevada a cabo por las levaduras. Las semejanzas son tantas que la fermentación puede ser considerada como un tipo de respiración anaeróbica particularmente enérgica y duradera, realizada por un organismo particular. Sin

embargo, se acostumbra guardar el término respiración anaeróbica para los tipos de organización más elevada y aplicar el de fermentación, análisis de azúcares, proteínas y otras sustancias, realizada por levaduras y bacterias. Los productos finales de la respiración anaeróbica de las plantas superiores son bióxido de carbono, alcohol y ácido láctico en proporciones variables.

1.3.3. Respiración aeróbica.

Los tejidos vegetales no privados de aire no acumulan nunca ni etanol ni ácido láctico. Se muestran incapaces de oxidar el alcohol, lo cual exige que en el aire se evite la síntesis de este compuesto. En cambio, el ácido pirúvico continúa formándose en presencia de aire, lo cual parece indicar que los primeros pasos de la oxidación aeróbica deben ser semejantes a los de la respiración anaeróbica.

1.3.4 Los intercambios de energía que acompañan a la respiración.

Tanto la respiración aeróbica como la anaeróbica van acompañadas de una disminución de la energía libre, condición esta, indispensable para el mantenimiento de la vida. Los animales emplean una buena parte de esta energía en la realización de trabajo mecánico (muscular), pero el trabajo realizado por las plantas es mínimo. Incluso, el trabajo más notorio que realizan las plantas, la elevación del agua del suelo hasta las hojas, depende directamente de la energía solar y no de la respiración. Los diversos pasos de la respiración tienen relaciones energéticas muy diferentes, algunos consumen energía, otros ceden pequeñas cantidades y otros como las oxidaciones ceden grandes cantidades de energía.

Tema No. 1.4.- Los compuestos nitrogenados.

1.4.1. Proteínas.

Las sustancias estudiadas en los temas anteriores solo poseían carbono, hidrógeno y oxígeno en sus moléculas, sin embargo existen muchos compuestos de gran importancia que contienen además nitrógeno. Entre ellos, los más importantes son-

las proteínas y los aminoácidos, entre los que existe una relación comparable a la existente entre los monosacáridos y los polisacáridos aunque con diferencias importantes. Los aminoácidos son numerosos pero se parecen todos por tener grupos ácidos y básicos en sus moléculas, razón por la que se comportan como ácidos débiles frente a las bases fuertes y como bases débiles frente a los ácidos fuertes.

Las proteínas están formadas por la unión de numerosas moléculas de aminoácidos en forma de cadenas primarias. Teniendo en cuenta la distinta solubilidad de las proteínas, se distinguen las siguientes clases:

Albúminas. Solubles en agua y en soluciones salinas neutras.

Globulinas. Insolubles en agua, pero solubles en soluciones neutras salinas.

Prolaminas. Insolubles en agua y soluciones salinas, pero solubles en alcohol diluido.

Glutelinas. Insolubles en agua y soluciones salinas, pero solubles en ácidos y álcalis diluidos.

1.4.2 Heteroproteínas.

Gracias a la gran variedad de cadenas laterales procedentes de los veinte aminoácidos que intervienen en su constitución, las proteínas reaccionan con una gran cantidad de sustancias, desde las simples sales hasta complicados compuestos orgánicos.

Lipoproteínas. Son complejos de proteínas y lípidos. La parte proteica hace que la molécula sea soluble en agua aunque su contenido en lípido sea elevado. Las lipoproteínas no son solubles en los disolventes de las grasas, como el éter o el éter de petróleo, aunque de ordinario la unión entre el lípido y la proteína no es muy fuerte y se rompe por tratamiento con etanol. Se encuentran en las semillas y tienen importancia en la constitución de las laminillas de los cloroplastos y en las superficies protoplasmáticas.

Complejos enzimáticos. Muchas proteínas dotadas de propiedades catalíticas (enzimas), están unidas a una gran variedad de "grupos prostéticos". Los grupos hemo (ferroporfirinas) se unen a proteínas para formar las peroxidasa, la catalasa y todos los citocromos. En otra serie de enzimas oxidativas las proteínas están unidas al riboflavín-fosfato o flavín-adenin-dinucleótido para formar flavoproteínas. Es también posible que en los cloroplastos las clorofilas estén unidas a proteínas.

Nucleoproteínas. A partir de las hojas verdes pueden extraerse asociaciones inestables de proteínas con ácidos nucleicos. Sin embargo, se sospecha que esta única se forma durante la extracción y que los ácidos nucleicos, en el interior de las células intactas, se encuentran separados.

1.4.3. Metabolismo del nitrógeno.

El metabolismo del nitrógeno en las plantas conduce a la síntesis de las proteínas, alcaloides, clorofila y otras sustancias complejas; en lo que sigue sólo se hablará del producto más importante de dicho metabolismo, la síntesis de las proteínas.

La mayor parte de la materia prima formadora de las proteínas proviene de la fotosíntesis, sin embargo, los carbohidratos que lo integran no contienen nitrógeno, pues es obtenido exclusivamente a partir del suelo. Las raíces absorben nitrógeno, principalmente en forma de nitratos, aunque en ocasiones, en forma de otras sales sencillas como nitritos y sales de amonio.

El nitrógeno procedente del suelo, el carbono, hidrógeno y oxígeno procedentes de la fotosíntesis se usan para sintetizar proteínas al final del proceso. El contenido de nitratos en las plantas disminuye de un modo continuo desde las finas raíces hasta la parte alta. Parece que la síntesis de proteínas puede tener lugar en cualquier célula vegetal activa.

Tema No. 1.5. El Agua.

1.5.1 El Agua del aire y del suelo

Del conocimiento del ciclo del agua, se desprende que ésta existe tanto en el aire como en el suelo en diferentes formas, estableciéndose un intercambio continuo entre el agua del suelo y el vapor de agua de la atmósfera para mantener el equilibrio.

A mayor temperatura de aire, este admite más vapor de agua antes de saturarse, por lo que al aumentar la temperatura - aumenta también la evaporación; del mismo modo, cuando el aire - húmedo es desplazado por un viento de aire más seco, se origina una mayor evaporación y en el suelo se advierte una pérdida de - humedad.

El agua no se pierde con tanta facilidad a partir del suelo como a partir de una superficie de agua libre, debido a -- que en el suelo actúan diversas fuerzas que tienden a retenerla. La más importante de ellas es la de adsorción de origen electroquímico y por medio de la cual los coloides mantienen con gran -- resistencia agua higroscópica. La arcilla y el humus son dos -- suelos coloidales y debido a ello su capacidad para retener -- agua, en contra de su tendencia a evaporarse, es muy elevada; la arena está formada por partículas grandes que no retienen agua - higroscópica.

Además, en un suelo existe agua capilar y agua de gravedad, sostenida por fuerzas de tensión superficial la primera y susceptible de escurrir libremente la segunda. Posteriormente - se tocará nuevamente este tema con mayor amplitud, a fin de conocer todos los factores que tienen a oponerse a que el agua salga . del suelo. .

1.5.2 La transpiración.

Las fuerzas que tienden a hacer salir agua de las hojas son las mismas que tienden a hacerla salir del suelo. Las - fuerzas que se oponen a la pérdida de agua por las hojas son diferentes a las que actúan con el mismo sentido en los suelos, --

aunque presentan ciertas semejanzas; por ejemplo, el protoplasma coloidal y la celulosa retienen agua higroscópica como los coloides del suelo, presentándose también el hecho de que a mayor abundancia de agua la resistencia a su pérdida va disminuyendo.

Las plantas transpiran a través de los estomas de las hojas, en la generalidad de las plantas abiertos durante el día y cerrados durante la noche. Si una hoja pierde más agua por transpiración que la que recibe a través del tallo, su contenido de agua disminuye hasta mostrar su limbo turgente, instante en que la planta puede marchitarse.

1.5.3 La absorción del agua.

Se han distinguido dos tipos de absorción de agua: la absorción pasiva (bajo tensión) y la absorción activa (causante de las presiones positivas de los tejidos conductores).

Absorción pasiva.

Es debida a la presión negativa producida por la transpiración que se transmite hasta las raíces gracias a la unión de la corriente de transpiración. La raíces realizan la función de captar el agua en una superficie extensa en contacto con el suelo. Si la velocidad de transpiración es alta la mayor parte de la absorción de agua es pasiva. Las medidas simultáneas de transpiración y absorción a lo largo del día han permitido observar que la curva de absorción sigue a la de transpiración hasta el atardecer, aunque algo retrasada. En el agua que llena las fibras conductos se desarrolla una tensión que varía simultáneamente y de modo proporcional a la velocidad de la transpiración.

Absorción activa.

Es debida a las propiedades osmóticas de las células radicales, y probablemente solo es responsable de una fracción pequeña de la absorción total de agua. Las plantas que transpiran pueden absorber agua venciendo resistencias mucho mayores que las plantas cuyos sistemas radicales están desprovistos

de sus puntos. Este tipo de absorción tiene importancia durante la noche, en la reposición del agua perdida durante el día por una planta marchita o casi marchita.

1.5.4. Relaciones osmóticas entre las células.

Puede deducirse que todos los cuerpos higroscópicos, - las células entre ellos, poseen una presión de succión que varía según su naturaleza y las condiciones en que se hallan. Una - sustancia semisaturada de agua no tendrá una presión de suc - -- ción tan alta como otra completamente seca. Si dos sustancias - absorbentes están en contacto, el agua pasa de la que tiene me - nor a la que tiene mayor presión de succión. Las células son -- sistemás líquidos casi en su totalidad y el origen de sus presio - nes de succión pueden ser considerados como sigue:

La diferencia de presión de difusión entre el agua pu - ra y otra con sustancias disueltas, puede llegar a contrarres - tar una presión hidrostática equivalente, que se llama presión - osmótica de la solución. Dicho de otro modo, la presión osmóti - ca es la presión hidrostática que debe aplicarse a una solución - para hacer que su presión de difusión, o actividad del agua que - contiene, iguale a la del agua pura.

1.5.5. El paso de agua del suelo a la planta.

Las fuerzas que retienen el agua en el suelo son "ten - sión del suelo" (tensión capilar + adsorción) y la "presión osmó - tica". Sin embargo, estas fuerzas se pueden expresar también en forma de presión de succión, es decir, de déficit de presión de - difusión, siendo útil cuando nos referimos al paso del agua del - suelo a las raíces. El déficit de presión de difusión del agua - de un suelo en el punto de marchitamiento permanente es más o me - nos de 15 atmósferas y en el punto de capacidad de campo es de - aproximadamente 0.3 atmósferas.

Las raíces desempeñan funciones de sostenimiento y nu - trición de las plantas, constituyendo a veces la mitad o más to - davía del peso total de las plantas de cultivo. Dos son sus fun - ciones principales: anclar la planta fijándola en el suelo y ab - sorber el agua y las materias nutrientes que obtiene de él. ---

Además de estas dos funciones, las raíces almacenan alimentos y transportan alimento procedente de las hojas hacia las partes -- subterráneas de la planta.

En tanto la planta esté creciendo, se le forman nuevas ramificaciones en la raíz y sobre ellas se producen los pelos de las raicillas que viven y funcionan por corto tiempo. -- Con algunas excepciones, son los pelos de las raicillas y no -- las raíces propiamente dichas, los que absorben del suelo la mayor parte del agua y materias nutrientes; una parte de agua entra a través de los pelos de las raicillas, otra parte es absorbida por delgadas paredes de las células epidérmicas ordinarias de las raicillas y de las raíces propiamente dichas.

Los sistemas de raíces privados de sus pelos, raramente desarrollan una presión de succión mayor de 2 atmósferas. -- Sin embargo, parece ser que la absorción activa solo puede realizarse en suelos con un contenido de agua superior a su capacidad de campo.

La capacidad evaporadora del aire, expresada en -- forma de presión de succión, es del orden de las 1000 atmósferas. Sin embargo, no toda la gran diferencia existente entre -- las presiones de succión de los diversos suelos y la del aire es utilizable para promover la absorción pasiva, pues el valor de -- la presión de succión correspondiente a las superficies evaporadoras de las hojas es inferior a las 100 atmósferas; esto se debe probablemente a la capa de moléculas de agua retenidas sobre la -- superficie de la hoja. Aún así, la presión de evaporación y, -- por lo tanto la de ascensión, desarrollada durante la absorción pasiva, sobrepasa ampliamente la presión de succión del suelo en el punto de marchitamiento permanente; también puede sobrepasar la máxima presión de succión que puede aparecer en las células -- de las hojas, por lo que, la absorción y la pérdida de agua continúan aún después que la planta se ha marchitado.

1.5.6. El movimiento del agua por el interior de la planta.

El paso desde la raíz hasta la hoja.

Cuando una raíz está completamente tangente, una --

cierta cantidad de agua pasa desde las células vivas hasta los vasos, formados por células vivas hasta los vasos, formados por células muertas que circulan entre ellas, debido a una presión cuyo origen es incierto. Como ya se ha dicho, parece ser que el agua asciende por el tallo por la acción de fuerzas que tiran desde la hoja, excepto cuando no hay transpiración y no sufre elevación debida a alguna fuerza que actúe desde abajo. Gracias a que dichas condiciones están extraordinariamente bien satisfechas en los tejidos conductores de las plantas, el agua es aspirada desde arriba más que impulsada desde abajo.

A la elevación del agua se opone su propio peso, o presión hidrostática, y la presión de succión del suelo; estas -- fuerzas se combinan produciendo en el agua una tensión que aumenta cuando empieza a moverse debido a la fricción, especialmente -- al travesar las paredes y las membranas semipermeables de la corteza de la raíz. A pesar de esta presión resultante a que están -- sometidas, las células de todas las partes de la planta se mantienen turgentes, gracias a su propia presión de succión, que se -- ajusta por sí misma a la tensión mediante pequeñas cesiones o absorciones de agua. La presión de succión de una célula tiende a -- inmovilizar el agua en la célula en cuestión.

1.5.7. El transporte de sustancias disueltas.

Muchas de las sustancias sencillas tales como -- azúcares, aminoácidos y compuestos inorgánicos que penetran en la planta desde el suelo, pueden moverse por el interior del organismo de las plantas. La construcción de las complicadas estructuras que integran la planta no sería posible si las sustancias -- necesarias no pudieran llegar a ponerse en contacto y reaccionar.

La dirección del transporte.

Si bien es cierto que las sustancias en una planta van difundiendo en todas direcciones, se pueden reconocer corrientes principales de circulación. La regla general parece ser que las sustancias pasan de las regiones en donde están en abundancia, como los lugares en donde se forman o los puntos de entrada en la planta, a las regiones en donde están en escasa cantidad, debido normalmente a que en ellas se convierten en otros compues-

tos. Así tienden a pasar sustancias producidas por la asimilación a través del tallo hasta los centros de crecimiento de reserva.

Con el empleo del carbono catorce (isótopo radiactivo trazador) se ha hecho posible saber adónde van los asimilados de una hoja determinada. Las hojas jóvenes que se encuentran aún en crecimiento no solo no exportan productos fotosintéticos sino que pueden incluso recibirlos desde hojas maduras situadas más abajo sobre el tallo. Entre las hojas maduras el intercambio es muy limitado y de ordinario, la mayor parte de sus productos descienden a las raíces.

A medida que la planta envejece, la circulación de sustancias elaboradas puede irse modificando; hasta que la planta alcanza su madurez, solo sus hojas inferiores pueden enviar sustancias elaboradas a las raíces, pero cuando empiezan a formarse los frutos, comienza a aumentar el número de hojas que envían sus productos a los frutos hasta que incluso las hojas inferiores hacen lo mismo.

El camino seguido por el transporte.

Las fibras del floema, principalmente tubos cribosos, son la vía de transporte de las sustancias elaboradas en las hojas, tanto de las que bajan a las raíces como de las que suben a los frutos. La circulación de los nitratos y de los demás iones procedentes del suelo a través de las raíces, se realiza por la corriente de transpiración que atraviesa el xilema. También pueden ser transportados hacia arriba de la misma manera algunos materiales orgánicos, pero solo en cantidades relativamente pequeñas.

Los materiales transportados.

Los principales carbohidratos y compuestos nitrogenados que circulan por el floema, son respectivamente, la sacarosa, y los aminoácidos.

Tema No. 1.6 La nutrición.

1.6.1 Las substancias nutrientes de las plantas.

Son alimentos aquellas substancias de las que un organismo obtiene energía utilizable y materiales para su mantenimiento y crecimiento. Los animales obtienen estos alimentos de su medio ambiente, en cambio como hemos visto en temas anteriores, las plantas verdes sintetizan sus propios alimentos (carbohidratos, grasas y proteínas), a partir de substancias sencillas inorgánicas. El bióxido de carbono y las sales procedentes del suelo no son alimentos, pero pueden llamarse materias primas de los alimentos vegetales, o también, nutrientes de la planta.

Los elementos esenciales para el crecimiento.

Si bien cualquier elemento puede penetrar en las plantas desde el suelo (a veces, incluso lo hace la plata y el oro), no todos son esenciales para ella y algunos hasta pueden causarse daño. Son once los elementos esenciales para el crecimiento de todas las plantas verdes: carbono obtenido del aire; oxígeno e hidrógeno obtenidos del agua; nitrógeno, calcio, magnesio, potasio, hierro, fósforo y azufre obtenidos del suelo. Junto a estos once elementos principales, las plantas necesitan pequeñas cantidades de otros, llamados "oligoelementos", que aunque no son completamente indispensables, su completa ausencia puede tener repercusiones sobre el crecimiento de las plantas. Estos oligoelementos son: cobre, manganeso, zinc, molibdeno y el boro.

1.6.2 La función de las substancias nutrientes de las plantas

De los elementos.

Carbono, hidrógeno y oxígeno. Sus funciones se han descrito al hablar de la fotosíntesis y de la respiración. La fuente del carbono es inagotable, el hidrógeno y el oxígeno provienen del agua y como sabemos su escasez representa la muerte para la planta.

VI.- CAUSAS QUE ORIGINAN LAS FALLAS EN BOMBAS CENTRIFUGAS.

- VI.1.- La bomba no descarga agua.
- VI.2.- Capacidad de descarga insuficiente.
- VI.3.- Presión desarrollada insuficiente.
- VI.4.- La bomba pierde el cebado después de arrancar.
- VI.5.- La bomba requiere fuerza excesiva.
- VI.6.- El estopero escurre excesivamente.
- VI.7.- El empaque dura poco.
- VI.8.- La bomba vibra o hace ruido.
- VI.9.- Los cojinetes tienen vida corta.
- VI.10.- La bomba se sobrecalienta y se pega.

VII.- METODOS DE PRUEBA PARA BOMBAS CENTRIFUGAS.

- VII.1.- Gasto, Potencia, Lecturas Eléctricas e Hidráulicas, etc.

VIII.- EJEMPLO DE SELECCION DE UNA BOMBA HORIZONTAL.

- VIII.1.- Altura máxima de instalación.
- VIII.2.- Potencia del motor eléctrico.

IX.- EJEMPLO DE SELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO PARA CARAMO HUMEDO.

- IX.1.- Tipo de bomba.
- IX.2.- Cálculo de la carga total.
- IX.3.- Potencia requerida.
- IX.4.- Motor eléctrico.

- X.- SELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO PARA POZO PROFUNDO .
 - X.1.- Datos Generales y Selección.

- XI.- EJEMPLO DEL PROYECTO DE UNA PLANTA DE BOMBEO.
 - XI.1.- Tipo de bomba.
 - XI.2.- Número de unidades.
 - XI.3.- Cálculo de la carga total.
 - XI.4.- Selección de la bomba.
 - XI.5.- Selección de la máquina motriz.
 - XI.6.- Diseño hidráulico del cárcamo.

INTRODUCCION.

Continuando con la reforma administrativa (una de las metas trazadas por nuestro gobierno), toca en esta ocasión al Departamento de Ingeniería Electromecánica (Sección Bombas) de la Secretaría de Recursos Hidráulicos participar con un ciclo de conferencias relacionadas con los equipos y accesorios (principalmente hidráulicos) necesarios para la correcta selección y operación de una planta de bombeo.

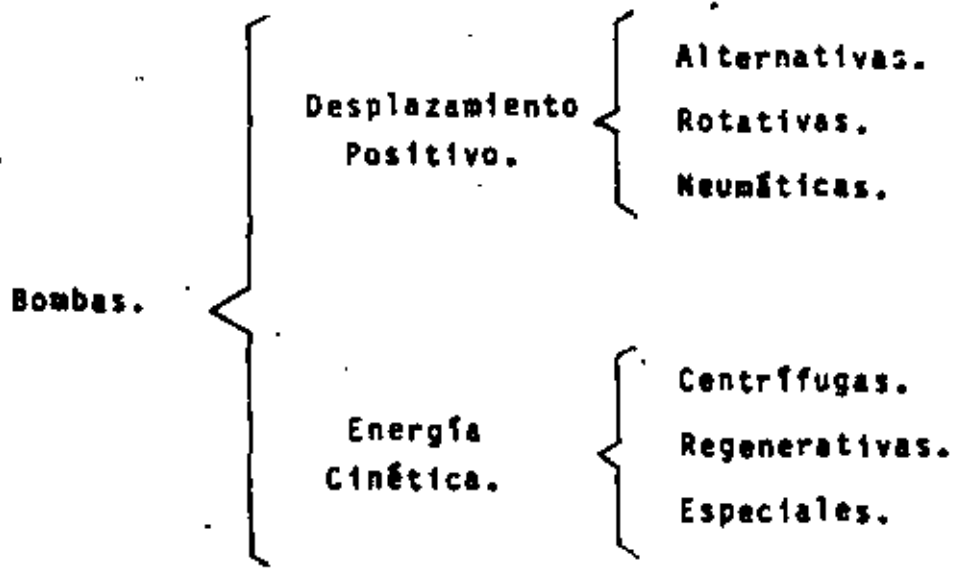
I.- GENERALIDADES.

I.1.- Definición de bomba.

La bomba se define como una máquina hidráulica disñada para incrementar energía a un fluido.

I.2.- Clasificación.

En base al Instituto de Hidráulica tenemos la siguiente clasificación:



Bombas de Desplazamiento Positivo. En estas bombas el elemento impulsador está en contacto directo con las paredes o pasajes de su cámara de bombeo y siendo mínimo el claro entre la cámara estacionaria y el elemento impulsador, el rendimiento volumétrico es considerablemente alto, al igual -

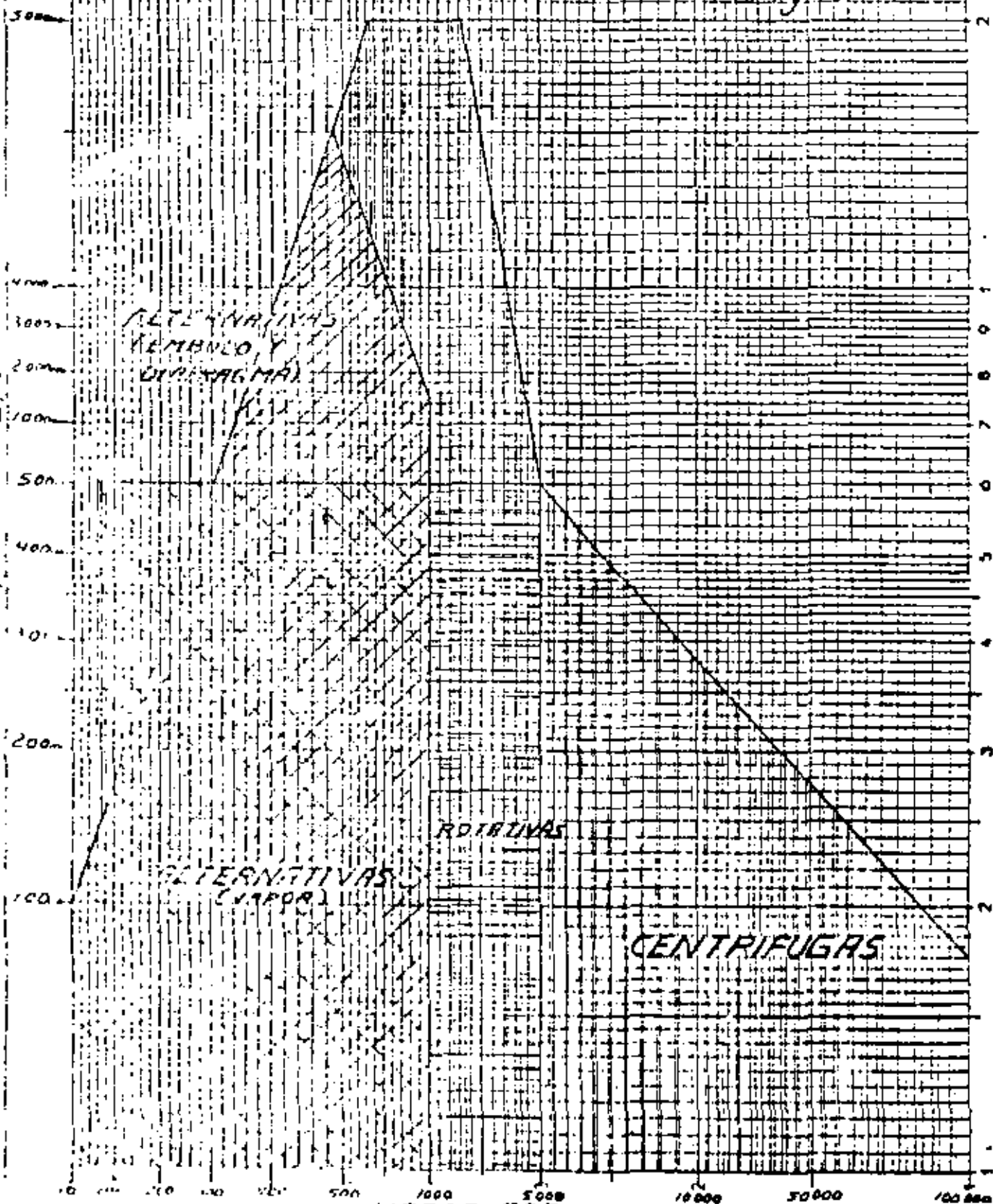
que su eficiencia mecánica. En estas bombas el elemento impulsador se desplaza alternativamente (bombas de émbolo) o con movimiento rotativo (bombas de engranes, etc.)

Bombas de Energía Cinética. En estas bombas el elemento impulsador no está en contacto con las paredes de la cámara de bombeo y se desplaza angularmente. En estas bombas el deslizamiento es máximo y su rendimiento volumétrico es inferior o cuando más igual al de las bombas de desplazamiento positivo.

I.3.- Campo hidráulico de cobertura. Ver FIG. # 1.

CAMPO DE COBERTURA APROXIMADO

Fig. 1



I.4.- Justificación del uso de bombas Centrifugas.

Uno de los factores más importantes que han contribuido al creciente uso de bombas centrifugas ha sido el desarrollo universal de la fuerza eléctrica.

Aún cuando las bombas reciprocantes eran ideales para impulso con vapor, el desarrollo del motor eléctrico permitió el uso de bombas centrifugas más ligeras y baratas conectadas directamente.

Las bombas centrifugas operan a grandes velocidades, por lo que, su acoplamiento puede hacerse directamente ya sea a un motor eléctrico, turbina de vapor, o bien a un motor de combustión interna; este acoplamiento directo disminuye considerablemente las pérdidas mecánicas por transmisión.

Debido a la gran velocidad de giro, las bombas centrifugas son de menor tamaño para una capacidad dada, reduciendo así el costo de la cimentación y de la bomba.

Las bombas centrifugas no tienen válvulas ni partes que rocen entre sí, lo que reduce el desgaste, excepto en las chumaceras.

Pueden bombearse líquidos que contengan cierta cantidad definida de sólidos en suspensión, debido a los espacios relativamente grandes entre las partes en movimiento.

En las bombas centrífugas la regulación del gasto es más sencilla y el bombeo del líquido es uniforme.

I.5.- Descripción del medio accionante de las bombas centrífugas (Motores).

Actualmente las bombas están movidas por motores eléctricos, ya sean centrífugas, rotativas o reciprocantes. Pero también se usan turbinas de vapor, de gas e hidráulicas y motores de gasolina, diesel y gas. Hay otras fuentes de potencia con popularidad relativamente limitada como motores de aire, turbinas de expansión de aire, paletas de viento, etc.; pero su utilización está confiada generalmente a ciertas aplicaciones especializadas. Los medios para la transmisión de potencia del motor a la bomba incluyen coples flexibles, engranes, bandas planas o V, cadenas, así como acopiamientos hidráulicos y magnéticos.

Hay dos características importantes de la bomba, - por lo que respecta a la elección de motor: el par de arranque requerido en operación normal y los requisitos de velocidad. La mayor parte de las bombas centrífugas y rotatorias se mueven a velocidad constante, excepto bombas de gran tamaño en las que se puede variar la velocidad.

II.-TIPOS DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

II.1.- Flujo radial.

En estas bombas la presión es desarrollada princi-

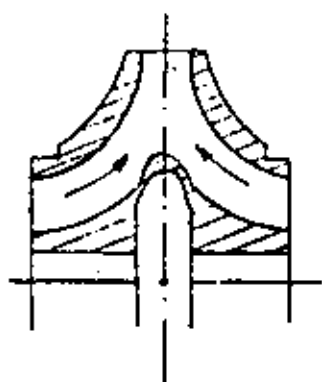
palmente por la acción de una fuerza centrífuga. - El fluido entra normalmente al ojo del impulsor y fluye radialmente hacia la periferia. Ver. FIG. #2.

II.2.- Flujo axial.

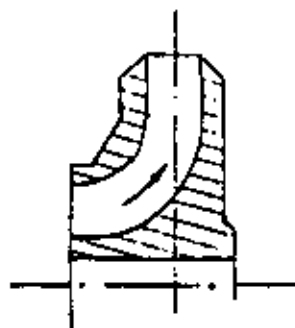
Bombas en las cuales la carga se desarrolla por la acción de impulso o elevación de las aspas del impulsor sobre el líquido. Tienen impulsor de simple succión y el flujo entra axialmente y sale axialmente. Ver. FIG. # 3.

II.3.- Flujo Mixto.

Las bombas de flujo mixto desarrollan su carga parcialmente por fuerza centrífuga y parcialmente por el impulso de los flabes sobre el líquido. Tienen impulsor de simple succión y el flujo entra axialmente y sale en dirección axial y radial. Ver. FIG. # 4.

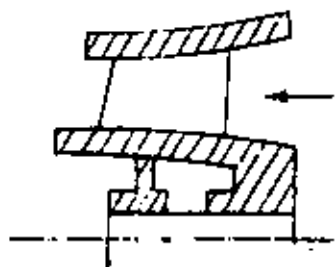


Impulsor de flujo radial
doble succi3n



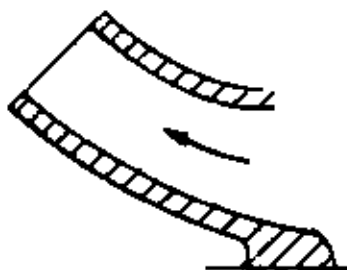
Impulsor de flujo radial
simple succi3n

Fig. 2



Impulsor de flujo axial

Fig. 3



Impulsor de flujo mixto

Fig. 4

III.- CLASIFICACION DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

III.1.- Número de pasos.

Llámesse paso ó etapa de una bomba centrífuga, al conjunto compuesto por el impulsor y la carcaza o envolvente.

a).- Simple.

Bomba en la cual la carga total es desarrollada únicamente por un impulsor.

b).- Múltiple.

Bomba compuesta por dos o más impulsores trabajando en serie.

III.2.- Tipo de carcaza ó envolvente.

a).- De voluta.

La carcaza está hecha en forma de espiral o voluta.

b).- De carcaza circular.

La carcaza está hecha de una sección constante concéntrica con el impulsor.

c).- Difusor.

La carcaza contiene un difusor.

III.3.- Posición de la flecha.

a).- Horizontal.

Bomba con la flecha normalmente en posición horizontal. VER FIG. # 5.

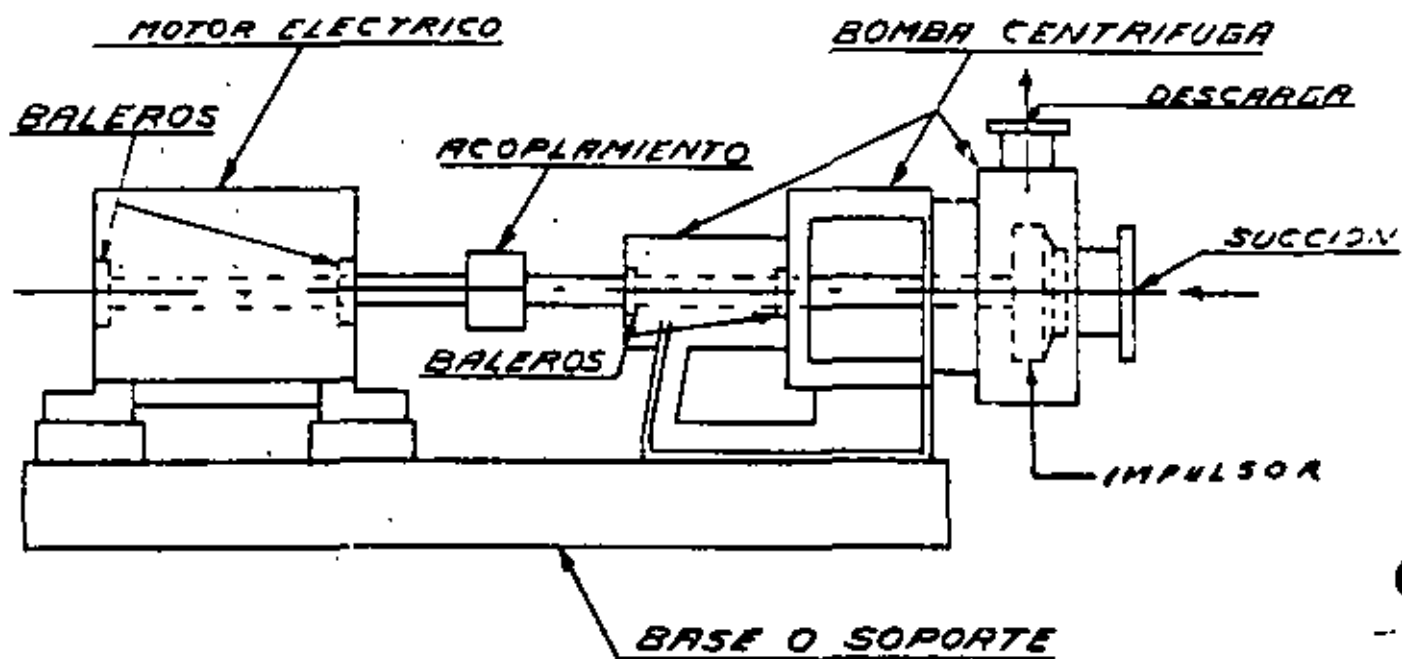


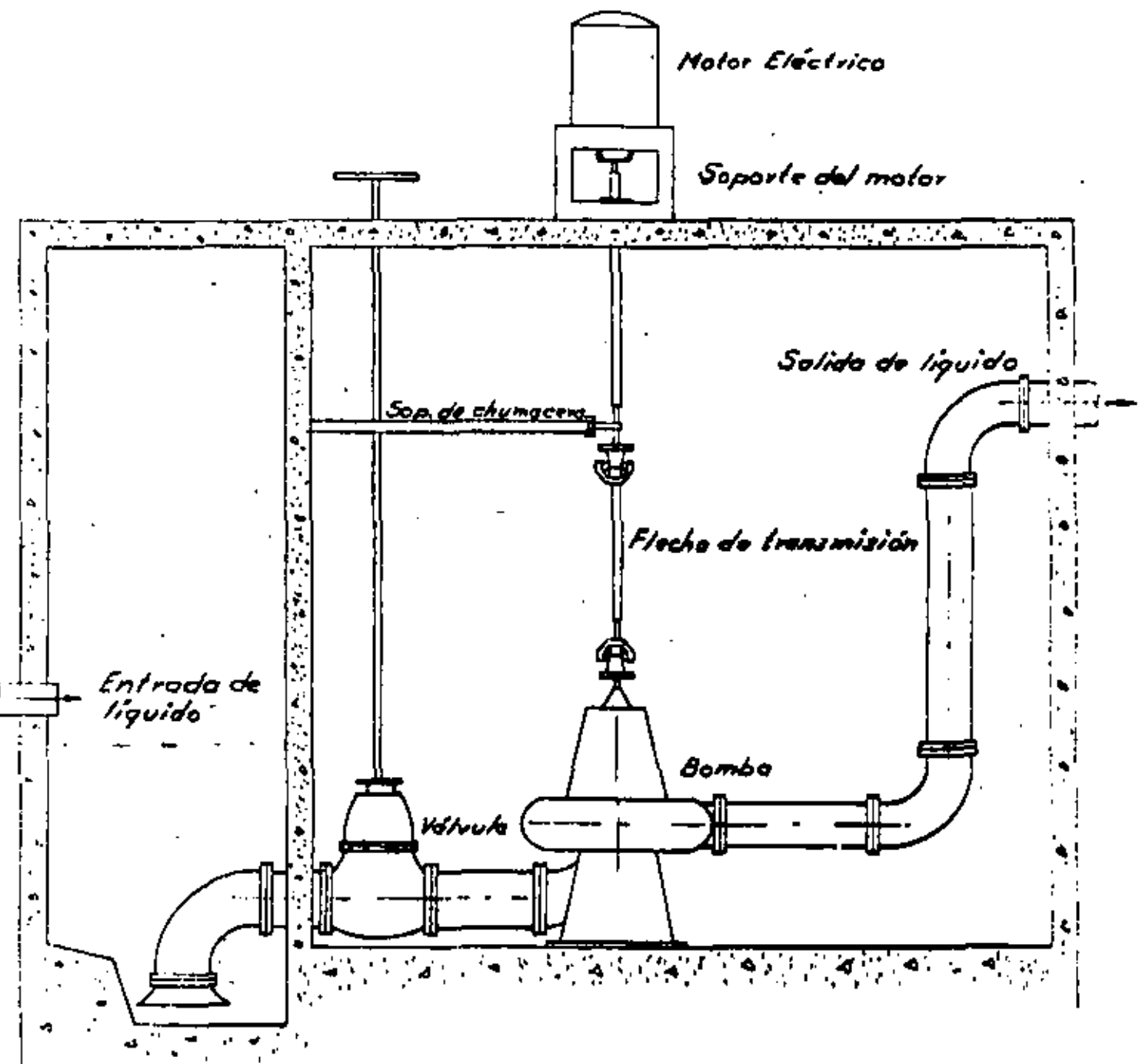
FIG. 5

BOMBA CENTRIFUGA HORIZONTAL

b).- Vertical (del tipo de pozo seco).

En un pozo seco , la bomba que puede ser vertical u horizontal, toma su succión, a través de un tubo, de una depresión o pozo mojado. El exterior de la bomba está seco en todo tiempo, - permitiendo la fácil inspección y mantenimiento.- Asimismo, hay menos facilidad de corrosión en la carcasa de la bomba, flecha chumaceras y otras partes.

En algunas bombas se puede colocar una coladera - patentada en el lado de descarga. El líquido entra a través de ella cuando se para la bomba, y - los sólidos presentes quedan atrapados mientras - que el agua fluye a través de la bomba al pozo mojado. Cuando la bomba arranca, después de que el agua en el pozo mojado ha alcanzado un nivel pre-determinado, se cierra una válvula de cheque arriba de la coladera y el agua de descarga arrastra la materia sólida de la coladera hacia la línea - de descarga. VER FIG. # 6.



Bomba de flecha vertical del tipo de pozo seco

fig. 5

c).- Vertical (del tipo sumergido).

Bomba sumergida en el liquido que maneja, la cual puede ser instalada en un sumidero de concreto o de metal redondo, cuadrado o rectangular.

En los casos que una bomba no tenga la capacidad suficiente, pueden usarse dos o más bombas en un solo pozo. Las instalaciones simples y dobles son populares para manejar agua de atarjea sumideros, freáticas y de drenaje, en edificios, plantas industriales, planta de fuerza, etc. La mayor parte de las bombas de este tipo están lubricadas por aceite o grasa y vienen provistas de una coladera de succión que tiene un área de entrada de cuatro veces el agujero o entrada del impulsor. En sumideros de profundidad mayor a 1.8 metros, generalmente se suministra una chumacera intermedia para la transmisión mecánica de la bomba.

Estas bombas se pueden clasificar en:

- 1.- Bombas verticales de turbina.
- 2.- Bombas de hélice o hélice modificada.
- 3.- Bombas para aguas de albañal (Aguas negras).
- 4.- Bombas de voluta.
- 5.- Bombas de colector. VER FIG. # 7.

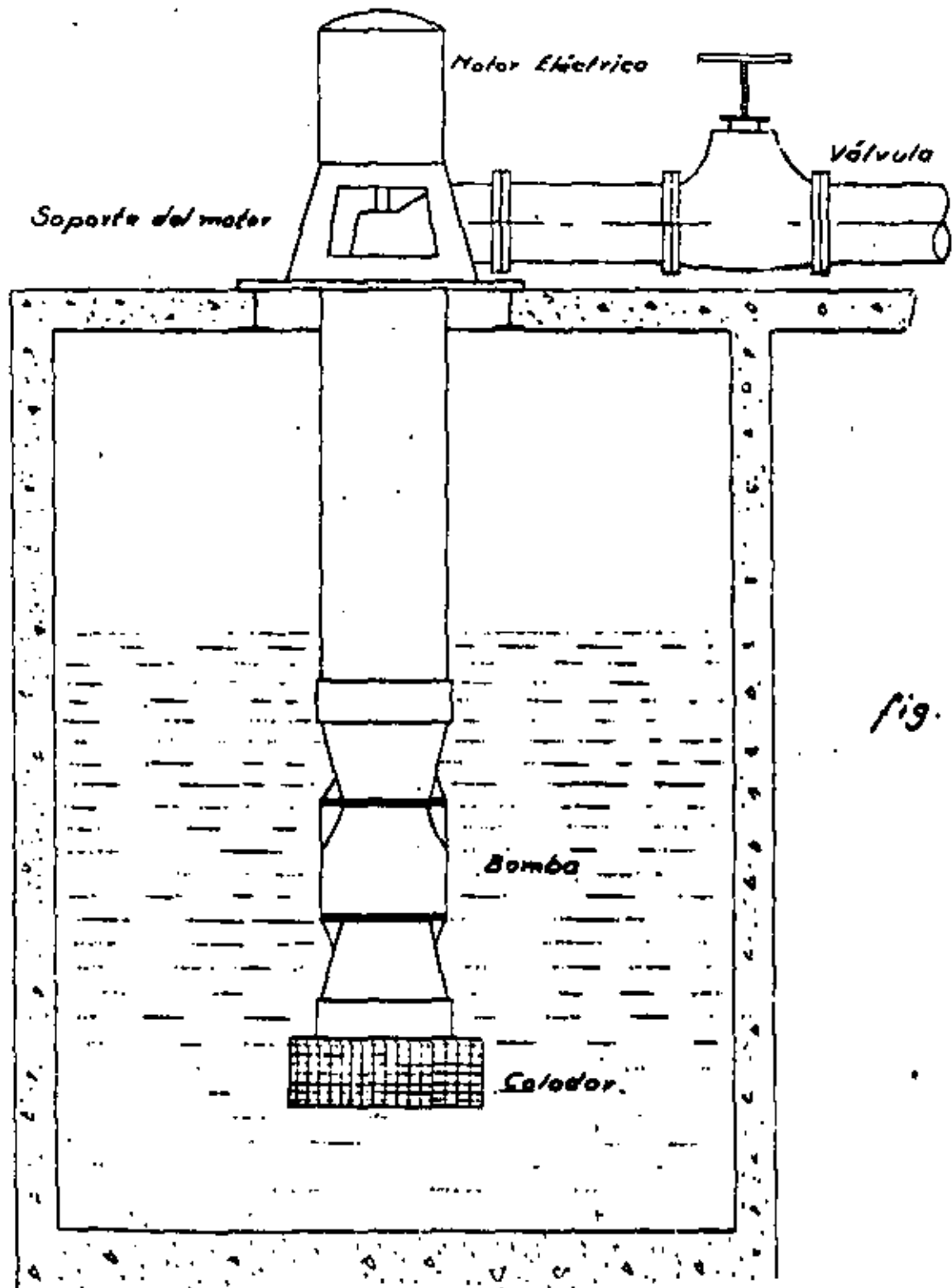


fig. 7

Bomba vertical del tipo sumergido

d).- Vertical (Pozo Profundo).

Las bombas verticales de turbina se desarrollaron originalmente para bombear agua de pozos y se les ha llamado "bombas de pozo profundo", "bombas de pozo de turbina" y "bombas de agujero". Como su aplicación a otros campos ha aumentado, el nombre de "bombas verticales de turbina" ha sido adoptado por los fabricantes en general.

Los campos de mayor aplicación para la bomba vertical de turbina son los bombeos de pozos para irrigación y otros propósitos agrícolas, para abastecimiento municipal y abastecimiento industriales de agua, proceso, circulación, refrigeración y acondicionamiento de aire. Este tipo de bomba también se ha usado para bombear salmuera desaguado de minas, etc.

Estas bombas se han hecho para capacidades tan bajas como 38 a 52 Lt/min y tan altas como 94625 Lt/min ó más, y para alturas de elevación hasta de 305 m. La mayoría de las aplicaciones naturalmente es con las capacidades más pequeñas. La capacidad de las bombas usadas para pozos per-

forados está naturalmente limitada por el tamaño físico del pozo así como la velocidad con la que se puede sacar sin bajar su nivel a un punto de sumersión insuficiente de la bomba.

Las bombas verticales de turbina deberán diseñarse con una flecha que pueda fácilmente subirse o bajarse desde arriba para permitir el ajuste apropiado de la posición del impulsor en el tazón. - También es necesario un cojinete de empuje adecuado para soportar la transmisión vertical, el impulsor, y el empuje hidráulico desarrollado cuando la bomba está en servicio. Como el mecanismo accionante también debe tener un cojinete de empuje para soportar su flecha vertical, generalmente se le provee con uno de tamaño adecuado para aguantar también las partes de la bomba. Por estas dos razones, el motor o engrane con flecha hueca es lo más comunmente usado para accionar bombas verticales de turbina. Además, estas bombas se hacen algunas veces con sus propios cojinetes de empuje para permitir un accionador de banda o el impulso por medio de un acoplamiento flexible con un motor de flecha sólida, engrane o turbina.

Ver FIG. # 8 para bomba tipo turbina con impulsores cerrados y lubricación por aceite.

Ver FIG. # 9 para bomba tipo turbina con impulsores cerrados y lubricación por agua.

El conjunto o sección del tazón consiste de la caja de succión (llamada también cabeza de succión o élabo de entrada), el impulsor o los impulsores,

el tazón de descarga, el tazón o los tazones intermedios (si se trata de más de un paso), la carga de descarga, los distintos cojinetes o chumaceras, la flecha, y diversas partes como cuñas, dispositivos fijadores de los impulsores y otras similares. El conjunto de columna de tubería consiste de la propia columna de tubo, la transmisión arriba del conjunto del tazón, los cojinetes de la flecha y la cubierta de tubería o retenes de los cojinetes. La bomba está suspendida de la cabeza impulsora, que consiste del codo de descarga (para descarga arriba del nivel del suelo), el motor o soporte del motor, y ya sea el estopero (en construcción de flecha abierta) .

o el conjunto para suministrar tensión a la cubierta de tubería e introducir lubricante a ella. La descarga a nivel subterráneo se toma de una "te" en la columna de tubo y la cabeza impulsora trabaja principalmente como un soporte para el impulsor y para la columna de tubería.

El líquido es guiado al impulsor de la bomba vertical de turbina por la caja o cabeza de succión. Esta puede ser una sección cónica para fijarse a una coladera o tubería de succión cónica o puede ser una boca acampanada.

Los impulsores semiabiertos y encerrados se usan comúnmente tanto unos como otros. Para espacios libres apropiados en los distintos pasos, el impulsor semiabierto requiere más cuidado al armar en la flecha del impulsor y un ajuste más preciso en el campo de la posición vertical de la flecha con objeto de obtener la mejor eficiencia. Se prefieren los impulsores encerrados a los semiabiertos, además, porque el desgaste en estos últimos reduce la capacidad, que no puede restaurarse a menos que se instalen nuevos impulsores. El desgaste normal en los impulsores encerrados no afecta los álabes del impulsor y los espacios desgastados pueden restaurarse reponiendo los anillos de desgaste.

III.4.- Tipo de Succión.

Esta clasificación se refiere al diseño de la entrada de agua del impulsor.

a).- Simple.

Bomba equipada con uno ó más impulsores de simple succión.

b).- Doble.

Bomba equipada con uno ó más impulsores de doble succión.

IV.- APLICACION DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

- IV.1.- Bombas de alimentación a calderas.
- IV.2.- Bombas para manejar productos químicos.
- IV.3.- Bombas para condensados.
- IV.4.- Bombas para manejar sólidos.
- IV.5.- Bombas contra incendio.
- IV.6.- Bombas para manejar aceites calientes.
- IV.7.- Bombas para minas.
- IV.8.- Bombas para manejar pulpa de papel.
- IV.9.- Bombas autocebantes.
- IV.10. Bombas Sanitarias.
- IV.11. Bombas para manejar líquidos volátiles, etc.

V.- DATOS NECESARIOS PARA LA SELECCION CORRECTA DE ALGUNOS TIPOS DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

V.1.- Datos requeridos para la selección de un equipo de bombeo para cárcamo húmedo.

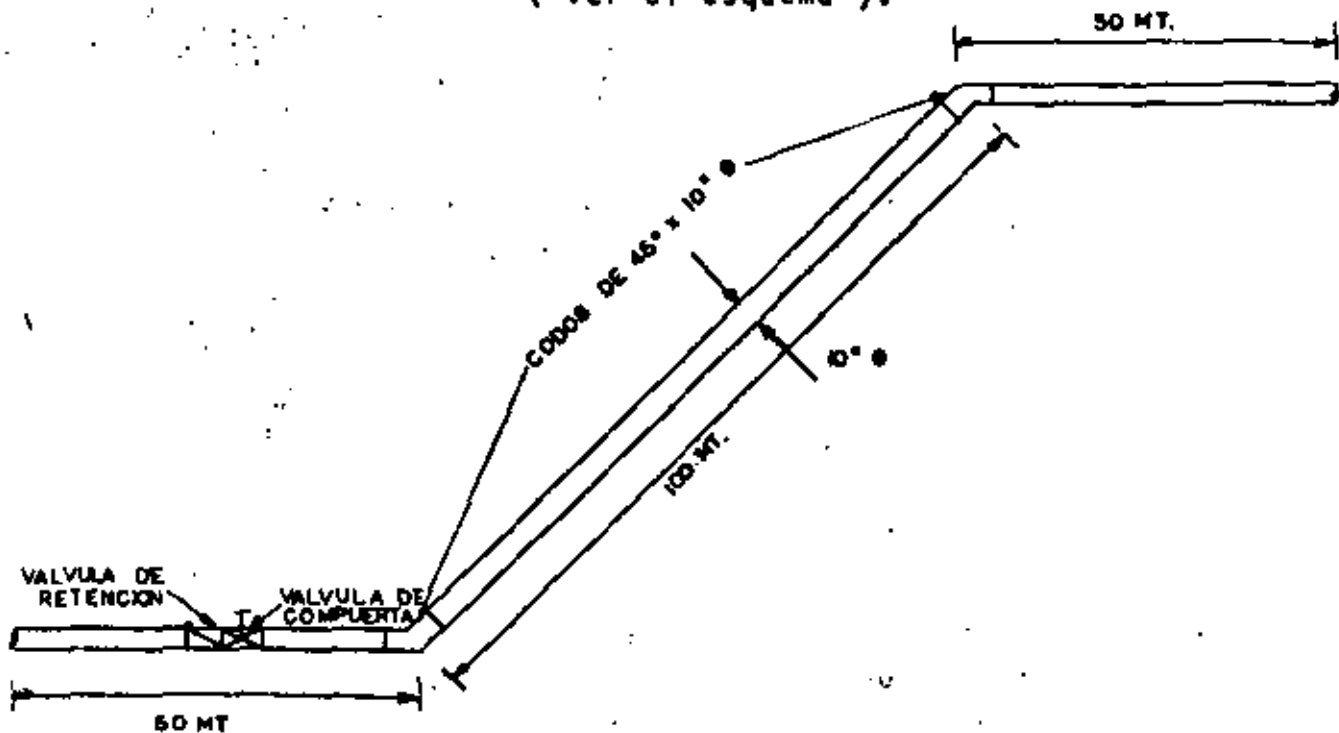
V.1.1.- Determinación del gasto y la carga.

Los datos principales que se requieren para seleccionar un equipo de bombeo para cárcamo húmedo, son el gasto y la carga estática. El gasto es generalmente determinado según las demandas de riego, tomando en cuenta los cultivos y condiciones del terreno que se pretende beneficiar. Cuando se trata de estaciones de bombeo para drenaje, el gasto se determina de acuerdo a las necesidades de drenaje, la carga estática es la diferencia de niveles que existe entre la superficie libre del líquido en la descarga y la superficie libre del mismo en la succión. Cuando la fuente de aprovechamiento es un río, generalmente existen variaciones de carga estática en diferentes épocas del año al presentarse fluctuaciones en el nivel del agua. Bajo estas condiciones se presenta un nivel máximo y un nivel mínimo que harán que varíe la carga estática. En la selección de la bomba se considera el nivel mínimo que es el caso más desfavorable para que cuando se tenga niveles superiores aumenten los gastos que suministre la bomba.

Una vez determinada la carga estática se procede a calcular la carga total que es el resultado de la suma de la carga estática, pérdidas de carga por fricción y la carga de velocidad. Esta carga total es la que debe desarrollar la bomba para que suministre el gasto requerido.

Ejemplo del cálculo de las pérdidas de carga en una tubería y sus accesorios.

Determinar las pérdidas de carga en una tubería de acero de 10" de diámetro y 200 m. de longitud por la cual se conducirá un gasto de 100 l.p.s. En la tubería se interconectarán una válvula de compuerta y una válvula de retención (check) (Ver el esquema).



27

..18

Longitud equivalente.

Se determinará la longitud equivalente de los accesorios.

Longitud equivalente de la válvula de retención.

Consultando la tabla de pérdida de carga - en conexiones, se observa que la válvula - tiene una longitud equivalente de:

$$L_{eqv} = 20 \text{ m.}$$

La longitud equivalente de la válvula de - compuerta, cuando está completamente abierta, es:

$$L_{eqc} = 2.5 \text{ m.}$$

La longitud equivalente de los dos codos - de 45° es:

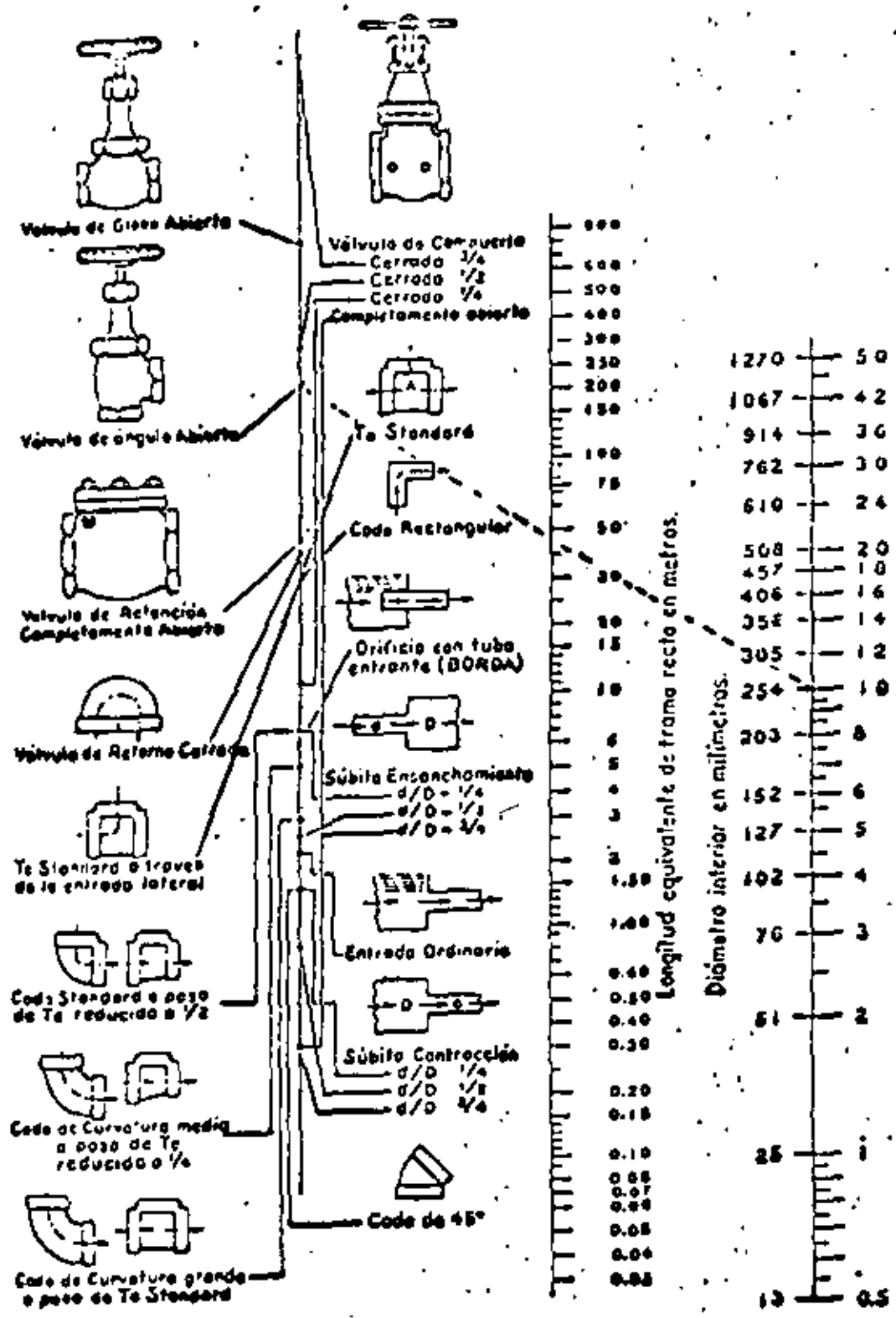
$$L_{aqc} = 2 (4) = 8 \text{ m.}$$

La longitud equivalente total es:

$$L_{eqt} = 20 + 2.5 + 8 = 30.5 \text{ m.}$$

Ahora consultando la tabla de pérdidas por fricción en tubería recta, con el dato del gasto de 100 l.p.s. (1585 G.P.M.)

PERDIDA DE CARGA EN CONEXIONES



Diámetro interior en Pulgadas.

29

..19

Entonces, la pérdida de carga en toda la tubería, es:

$$h_f = \frac{(200 + 30.5) \times 3.28}{100} \times 1.21$$

$$= 9.15 \text{ ft} = 2.79 \text{ m.}$$

V.1.2.- Diámetro de tuberías.

Todos los sistemas de bombeo requieren de la instalación de tuberías para conducir el líquido hasta donde serán utilizados. Es importante que todos los elementos que sirven para conducir el líquido se seleccionen en forma adecuada para asegurarse que se obtiene el gasto deseado con el mínimo costo total. Una característica muy importante que se elige en las tuberías es el diámetro, ya que una selección inadecuada del diámetro redundará en un aumento del costo inicial y de los costos de operación. El costo inicial de tubería y accesorios es directamente proporcional al diámetro del tubo, mientras que los costos de operación son inversamente proporcionales al diámetro por lo tanto debe establecerse un balance económico entre costos iniciales y de operación para decidir cual es la mejor elección del diámetro de una tubería.

V.2.- Datos requeridos para la selección de un equipo de bombeo para pozo profundo.

INTRODUCTION:

The flow of water is basic to all hydraulics. Friction losses incident to water flow may seriously affect the selection or performance of hydraulic machinery. The major portion of the head against which many pumps operate is due largely to the friction losses caused by the created flow. A basic understanding of the nature of the loss and an accurate means of estimating its magnitude is therefore essential.

GENERAL:

It is well established that either laminar or turbulent flow of incompressible fluids in pipe lines can be treated by the basic formula:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

where: h_f = friction loss in feet of liquid.

f = friction factor

L = length of pipe in feet

D = average internal diameter of pipe in feet

V = average velocity in pipe in feet per second

g = acceleration due to gravity in feet per second per second

The theoretical and empirical studies of engineers who have worked on this problem comprise a roster of names that includes practically every important hydraulic authority for the past century. This work has provided a simple method for determining friction factor " f " as a function of relative pipe roughness and/or the Reynolds Number of flow.

A comprehensive analysis of this mass of experimentation has recently been conducted under the sponsorship of the Hydraulic Institute. A very complete treatise, "Pipe Friction" has been published as a Technical Pamphlet by the Hydraulic Institute; it is an important contribution to the authoritative literature on the subject.

The following tables are a condensation of these data in a form convenient for use. The tables show frictional resistance for water flowing in new schedule #40 steel pipe (ASA specification B36.10) or in new asphalt-dipped cast-iron pipe.

The tables show discharge in U. S. gallons per minute, the average velocity in feet per second for circular pipe, the corresponding velocity head, and the friction loss (h_f) in feet of fluid per 100 feet of pipe for 60°F water or any liquid having a Kinematic viscosity $\nu = 0.0001216$ square feet per second (1.130 centistokes).

Table 1, for new schedule #40 steel pipe is based upon an absolute roughness $\epsilon = 0.00015$ feet. Table 2, for new asphalt-dipped cast-iron pipe is based upon an absolute roughness of 0.0004 feet.

TABLE 1.
FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW
WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

$\frac{1}{4}$ " 0.361" inside dia.				$\frac{3}{8}$ " 0.493" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. V f.p.s.	vel. head $V^2/2g$ feet	frict. loss h_f feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. V f.p.s.	vel. head $V^2/2g$ feet	frict. loss h_f feet
0.8	2.47	0.09	12.7	1.1	2.35	0.09	1.85
1.0	3.03	0.15	15.1	1.4	2.68	0.11	19.1
1.2	3.70	0.21	16.7	1.8	3.02	0.14	12.4
1.4	4.32	0.29	15.3	2.0	3.36	0.15	15.0
1.6	4.93	0.38	42.2	2.5	4.20	0.27	22.6
1.8	5.55	0.48	56.4	2.8	5.04	0.39	21.8
2.0	6.17	0.59	69.8	3.5	5.88	0.54	42.6
2.5	7.71	0.92	105.0	4.0	6.72	0.70	54.9
3.0	9.25	1.33	141.0	5.0	8.40	1.10	83.5
3.5	10.79	1.81	200.0	6.0	10.08	1.53	118.8
4.0	12.33	2.36	259.0	7.0	11.76	2.13	153.8
5.0	15.42	3.60	339.0	8.0	13.44	2.81	205.0
				9.0	15.12	3.56	259.0
				10.0	16.80	4.39	316.0

$\frac{1}{2}$ " 0.622" inside dia.				$\frac{3}{4}$ " 0.824" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. V f.p.s.	vel. head $V^2/2g$ feet	frict. loss h_f feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. V f.p.s.	vel. head $V^2/2g$ feet	frict. loss h_f feet
2.0	2.11	0.07	4.78	3.0	1.81	0.05	2.50
2.5	2.64	0.11	7.16	3.5	2.11	0.07	3.30
3.0	3.17	0.16	10.0	4.0	2.41	0.09	4.21
3.5	3.70	0.21	13.3	5.0	3.01	0.14	6.32
4.0	4.22	0.28	17.1	6.0	3.61	0.20	8.87
5.0	5.28	0.43	25.8	7.0	4.21	0.28	11.8
6.0	6.34	0.62	36.5	8.0	4.81	0.36	15.9
7.0	7.39	0.85	48.7	9.0	5.42	0.46	19.8
8.0	8.45	1.11	62.7	10.0	6.02	0.56	23.0
9.0	9.50	1.40	78.3	12.0	7.22	0.81	32.6
10.0	10.56	1.73	95.9	14.0	8.42	1.10	43.5
12.0	12.70	2.49	136.0	16.0	9.63	1.44	56.3
14.0	14.80	3.40	183.0	18.0	10.80	1.82	70.3
16.0	16.90	4.53	235.0	20.0	12.00	2.25	86.1
				22.0	13.20	2.72	101.0
				24.0	14.40	3.24	120.0
				26.0	15.60	3.80	143.0
				28.0	16.80	4.41	161.0

CAUTION: No allowance has been made for size differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for commercial application a reserve or margin of safety to cover these effects be added to the values shown in the tables. Where no careful analysis of these effects are made a reserve of 10% is recommended.

(Courtesy Hydraulic Institute. See Page 6.)

30 30

TABLE I. (Cont.)

FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

1" 1.315" inside dia.				1 1/4" 1.380" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h. feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h. feet
0	2.23	0.08	2.63	10	2.15	0.72	1.77
5	2.87	0.14	3.51	12	2.57	0.10	2.45
10	3.71	0.21	4.64	14	3.08	0.14	3.23
15	4.43	0.28	5.62	16	3.43	0.18	4.26
20	5.20	0.35	6.73	18	3.86	0.23	5.22
25	5.94	0.43	7.85	20	4.29	0.29	6.34
30	6.63	0.50	9.06	22	4.73	0.35	7.50
35	7.42	0.56	10.1	24	5.15	0.41	8.52
40	8.17	0.64	11.2	25	5.36	0.45	8.6
45	8.91	0.71	12.6	30	6.43	0.64	13.6
50	9.27	0.74	13.7	35	7.51	0.87	16.2
55	11.1	0.80	14.6	40	8.58	1.14	21.5
60	13.0	0.87	17.3	45	9.65	1.44	25.1
65	14.8	0.93	19.0	50	10.7	1.79	30.4
70	16.7	1.01	21.0	55	11.8	2.16	32.2
80	18.6	1.15	24.0	60	12.9	2.57	31.9
85	20.1	1.24	25.4	65	13.9	3.02	33.6
90	22.3	1.31	26.9	70	15.0	3.50	35.8
95	24.2	1.40	28.0	75	16.1	4.03	38.7
100	25.0	1.45	28.0	80	17.2	4.58	40.2
110	27.3	1.59	31.0	85	18.2	5.15	40.0
120	29.7	1.71	36.0	90	19.3	5.79	42.0
				95	20.4	6.45	42.0
				100	21.5	7.15	43.0
				120	25.7	10.3	47.0
				140	30.0	14.0	47.0

1 1/2" 1.610" inside dia.				2" 2.067" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h. feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h. feet
10	2.21	0.09	1.53	45	10.24	1.63	27.1
15	2.52	0.10	1.56	50	11.03	1.80	31.2
20	2.81	0.12	2.12	55	11.8	2.16	35.0
25	3.15	0.15	2.51	60	12.6	2.47	40.5
30	3.47	0.19	3.52	65	13.4	2.79	45.6
35	3.78	0.22	4.11	70	14.2	3.13	51.0
40	3.94	0.24	4.49	75	15.0	3.49	56.5
45	4.73	0.33	6.26	80	15.8	3.86	62.2
50	5.51	0.47	8.37	85	16.9	5.56	69.3
55	6.20	0.62	10.79	90	17.2	7.56	119.0
60	6.84	0.78	13.15	100	21.5	9.88	156.0
65	7.43	0.97	14.1	120	25.7	12.50	196.0
70	8.67	1.17	15.7	140	31.5	15.40	211.0
75	9.46	1.39	21.2				

CAUTION: No allowance has been made for any difference in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for critical applications a careful analysis of safety factors be made. Where no careful analysis of these effects is made a margin of 15% is recommended.

TABLE I. (Cont.)

FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

2" 2.067" inside dia.				2 1/2" 2.463" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h. feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h. feet
20	2.29	0.09	1.20	25	1.63	0.01	0.54
25	2.38	0.09	1.29	30	2.01	0.08	0.75
30	2.67	0.13	1.57	35	2.35	0.09	1.00
35	2.85	0.17	2.42	40	2.68	0.11	1.29
40	3.02	0.23	3.10	45	3.02	0.14	1.60
45	3.30	0.29	3.85	50	3.35	0.17	1.91
50	4.78	0.36	4.67	60	4.02	0.25	2.72
60	5.25	0.43	5.51	70	4.69	0.34	3.63
70	5.74	0.51	6.50	80	5.36	0.45	4.60
80	6.21	0.60	7.70	90	6.03	0.57	5.72
90	6.69	0.70	8.96	100	6.70	0.70	7.11
100	7.16	0.80	10.15	120	8.04	1.00	10.0
120	7.65	0.91	11.10	140	9.38	1.37	13.5
140	8.11	1.03	12.6	160	10.7	1.79	17.4
160	8.60	1.15	14.2	180	12.1	2.26	21.9
180	9.09	1.29	15.8	200	13.4	2.79	26.7
200	9.56	1.42	17.1	220	14.7	3.38	32.2
220	11.5	2.05	21.7	240	16.1	4.02	38.1
240	13.4	2.79	23.7	260	17.4	4.72	41.5
260	15.3	3.61	43.0	280	18.8	5.47	51.3
280	17.2	4.60	51.1	300	20.1	6.28	55.5
300	19.1	5.63	60.3	320	21.5	8.55	70.2
320	21.0	6.88	69.4	340	23.5	11.2	102.0
340	22.9	8.18	91.0				
360	24.9	9.50	111.0				
380	26.8	11.14	128.0				
400	28.7	12.8	145.0				

3" 3.063" inside dia.				3" 3.063" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h. feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h. feet
50	2.17	0.07	0.66	220	9.55	1.42	30.7
60	2.60	0.11	0.92	240	10.4	1.69	32.6
70	3.04	0.14	1.22	260	11.3	1.98	34.7
80	3.47	0.19	1.57	280	12.2	2.29	36.9
90	3.91	0.24	1.96	300	13.0	2.63	39.2
100	4.34	0.29	2.39	320	15.2	3.58	46.1
120	5.21	0.42	3.37	340	17.4	4.68	53.9
140	6.03	0.57	4.51	360	21.7	7.32	62.5
160	6.94	0.75	5.81	380	23.8	8.55	63.2
180	7.81	0.95	7.24	400	26.0	10.5	71.4
200	8.63	1.17	8.90	420	30.4	14.3	101.0

CAUTION: No allowance has been made for any difference in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for critical applications a careful analysis of safety factors be made. Where no careful analysis of these effects is made a margin of 15% is recommended.

111
31

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

Table with 4 columns for 4" dia and 4 columns for 5" dia. Headers include U.S. Gals. Per Min., vel. f.p.s., vel. head ft./2g feet, and frict. loss hr./feet. Rows range from 90 to 2500 gpm.

6" 6.065" inside dia.

Table with 4 columns for 6" dia. Headers include U.S. Gals. Per Min., vel. f.p.s., vel. head ft./2g feet, and frict. loss hr./feet. Rows range from 200 to 2600 gpm.

CAUTION: No allowance has been made for age differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for commercial applications a reserve or margin of safety to cover these effects be added to the values shown in the tables. Where no careful analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

Table with 4 columns for 8" dia and 4 columns for 10" dia. Headers include U.S. Gals. Per Min., vel. f.p.s., vel. head ft./2g feet, and frict. loss hr./feet. Rows range from 400 to 6000 gpm.

12" 11.935" inside dia.

Table with 4 columns for 12" dia. Headers include U.S. Gals. Per Min., vel. f.p.s., vel. head ft./2g feet, and frict. loss hr./feet. Rows range from 400 to 9000 gpm.

CAUTION: No allowance has been made for age differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for commercial applications a reserve or margin of safety to cover these effects be added to the values shown in the tables. Where no careful analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

Handwritten notes and numbers on the right margin, including '3232' and '100'.

TABLE I. (Cont.)

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

14" 14.625" inside dia.				16" 15.938" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f ² /2g feet	frict. loss h. feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f ² /2g feet	frict. loss h. feet
1000	2.37	0.09	0.131	1500	2.54	0.10	0.127
1100	2.51	0.11	0.137	1600	2.72	0.12	0.131
1200	2.65	0.13	0.143	1700	2.90	0.13	0.143
1300	2.79	0.15	0.149	1800	3.08	0.15	0.149
1400	2.93	0.17	0.155	1900	3.27	0.17	0.158
1500	3.06	0.19	0.161	2000	3.45	0.19	0.165
1600	3.19	0.21	0.167	2100	3.63	0.21	0.170
1700	3.33	0.23	0.173	2200	3.81	0.22	0.176
1800	3.47	0.25	0.179	2300	3.99	0.24	0.181
1900	3.60	0.27	0.185	2400	4.17	0.26	0.187
2000	3.74	0.29	0.191	2500	4.35	0.28	0.193
2500	4.61	0.35	0.233	3000	5.21	0.33	0.233
3000	5.47	0.41	0.275	3500	6.06	0.39	0.275
3500	6.33	0.47	0.317	4000	6.91	0.45	0.317
4000	7.19	0.53	0.359	4500	7.75	0.51	0.359
4500	8.04	0.59	0.401	5000	8.59	0.57	0.401
5000	8.89	0.65	0.443	5500	9.43	0.63	0.443
6000	10.58	0.77	0.525	6000	10.27	0.71	0.525
7000	12.26	0.89	0.607	7000	11.95	0.83	0.607
8000	13.94	1.01	0.689	8000	13.63	0.95	0.689
9000	15.62	1.13	0.771	9000	15.31	1.07	0.771
10000	17.30	1.25	0.853	10000	16.99	1.19	0.853
11000	18.98	1.37	0.935	11000	18.67	1.31	0.935
12000	20.66	1.49	1.017	12000	20.35	1.43	1.017
13000	22.34	1.61	1.099	13000	22.03	1.55	1.099
14000	24.02	1.73	1.181	14000	23.71	1.67	1.181
15000	25.70	1.85	1.263	15000	25.39	1.79	1.263
16000	27.38	1.97	1.345	16000	27.07	1.91	1.345
17000	29.06	2.09	1.427	17000	28.75	2.03	1.427
18000	30.74	2.21	1.509	18000	30.43	2.15	1.509
19000	32.42	2.33	1.591	19000	32.11	2.27	1.591
20000	34.10	2.45	1.673	20000	33.79	2.39	1.673

18"

18.75" inside dia.

U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f ² /2g feet	frict. loss h. feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f ² /2g feet	frict. loss h. feet
1500	2.53	0.10	0.113	2000	2.80	0.12	0.129
1600	2.67	0.11	0.119	2100	2.94	0.13	0.135
1700	2.81	0.12	0.125	2200	3.08	0.14	0.141
1800	2.95	0.13	0.131	2300	3.22	0.15	0.147
1900	3.09	0.14	0.137	2400	3.36	0.16	0.153
2000	3.23	0.15	0.143	2500	3.50	0.17	0.159
2500	3.91	0.18	0.181	3000	4.18	0.21	0.197
3000	4.59	0.21	0.219	3500	4.86	0.25	0.235
3500	5.27	0.24	0.257	4000	5.54	0.29	0.273
4000	5.95	0.27	0.295	4500	6.22	0.33	0.311
4500	6.63	0.30	0.333	5000	6.90	0.37	0.349
5000	7.31	0.33	0.371	5500	7.58	0.41	0.387
5500	7.99	0.36	0.409	6000	8.26	0.45	0.425
6000	8.67	0.39	0.447	6500	8.94	0.49	0.463
7000	10.03	0.45	0.521	7500	10.30	0.55	0.537
8000	11.39	0.51	0.595	8500	11.66	0.61	0.611
9000	12.75	0.57	0.669	9500	13.02	0.67	0.685
10000	14.11	0.63	0.743	10500	14.38	0.73	0.759
11000	15.47	0.69	0.817	11500	15.74	0.79	0.833
12000	16.83	0.75	0.891	12500	17.10	0.85	0.907
13000	18.19	0.81	0.965	13500	18.46	0.91	0.981
14000	19.55	0.87	1.039	14500	19.82	0.97	1.055
15000	20.91	0.93	1.113	15500	21.18	1.03	1.129
16000	22.27	0.99	1.187	16500	22.54	1.09	1.203
17000	23.63	1.05	1.261	17500	23.90	1.15	1.277
18000	24.99	1.11	1.335	18500	25.26	1.21	1.351
19000	26.35	1.17	1.409	19500	26.62	1.27	1.425
20000	27.71	1.23	1.483	20500	27.98	1.33	1.499

CAUTION: No allowance has been made for any difference in diameter resulting from manufacturing tolerances or any corrosion on interior pipe surface. It is recommended that for commercial application a reserve or margin of safety be used. Where no detailed analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

TABLE I. (Cont.)

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

20" 20.014" inside dia.				24" 22.625" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f ² /2g feet	frict. loss h. feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f ² /2g feet	frict. loss h. feet
2000	2.31	0.09	0.119	3000	2.79	0.12	0.159
2500	2.89	0.13	0.153	3500	3.27	0.16	0.193
3000	3.46	0.17	0.187	4000	3.75	0.20	0.227
3500	4.04	0.21	0.221	4500	4.23	0.24	0.261
4000	4.62	0.25	0.255	5000	4.71	0.28	0.295
4500	5.19	0.29	0.289	5500	5.19	0.32	0.329
5000	5.77	0.33	0.323	6000	5.67	0.36	0.363
5500	6.35	0.37	0.357	6500	6.15	0.40	0.397
6000	6.93	0.41	0.391	7000	6.63	0.44	0.431
6500	7.51	0.45	0.425	7500	7.11	0.48	0.465
7000	8.09	0.49	0.459	8000	7.59	0.52	0.499
7500	8.67	0.53	0.493	8500	8.07	0.56	0.533
8000	9.25	0.57	0.527	9000	8.55	0.60	0.567
8500	9.83	0.61	0.561	9500	9.03	0.64	0.601
9000	10.41	0.65	0.595	10000	9.51	0.68	0.635
9500	10.99	0.69	0.629	10500	9.99	0.72	0.669
10000	11.57	0.73	0.663	11000	10.47	0.76	0.703
10500	12.15	0.77	0.697	11500	10.95	0.80	0.737
11000	12.73	0.81	0.731	12000	11.43	0.84	0.771
11500	13.31	0.85	0.765	12500	11.91	0.88	0.805
12000	13.89	0.89	0.799	13000	12.39	0.92	0.839
12500	14.47	0.93	0.833	13500	12.87	0.96	0.873
13000	15.05	0.97	0.867	14000	13.35	1.00	0.907
13500	15.63	1.01	0.901	14500	13.83	1.04	0.941
14000	16.21	1.05	0.935	15000	14.31	1.08	0.975
14500	16.79	1.09	0.969	15500	14.79	1.12	1.009
15000	17.37	1.13	1.003	16000	15.27	1.16	1.043
15500	17.95	1.17	1.037	16500	15.75	1.20	1.077
16000	18.53	1.21	1.071	17000	16.23	1.24	1.111
16500	19.11	1.25	1.105	17500	16.71	1.28	1.145
17000	19.69	1.29	1.139	18000	17.19	1.32	1.179
17500	20.27	1.33	1.173	18500	17.67	1.36	1.213
18000	20.85	1.37	1.207	19000	18.15	1.40	1.247
18500	21.43	1.41	1.241	19500	18.63	1.44	1.281
19000	22.01	1.45	1.275	20000	19.11	1.48	1.315
19500	22.59	1.49	1.309	20500	19.59	1.52	1.349
20000	23.17	1.53	1.343	21000	20.07	1.56	1.383

30"

29.000" inside dia.

U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f ² /2g feet	frict. loss h. feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f ² /2g feet	frict. loss h. feet
5000	2.43	0.09	0.105	15000	7.28	0.83	0.876
6000	2.91	0.13	0.139	16000	7.77	0.94	0.950
7000	3.40	0.17	0.173	17000	8.25	1.06	1.024
8000	3.89	0.21	0.207	18000	8.74	1.19	1.098
9000	4.37	0.25	0.241	19000	9.23	1.32	1.172
10000	4.86	0.29	0.275	20000	9.71	1.47	1.246
11000	5.35	0.33	0.309	25000	12.1	2.29	1.83
12000	5.83	0.37	0.343	30000	14.6	3.30	2.61
13000	6.31	0.41	0.377	35000	17.0	4.49	3.39
14000	6.80	0.45	0.411	40000	19.4	5.87	4.17
				45000	21.9	7.42	5.16
				50000	24.3	9.17	6.28
				60000	29.1	13.2	8.73

CAUTION: No allowance has been made for any difference in diameter resulting from manufacturing tolerances or any corrosion on interior pipe surface. It is recommended that for commercial application a reserve or margin of safety be used. Where no detailed analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

33

33

TABLE I. (Cont.)

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

36" 36 000" inside dia.				42" 42 000" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f. f.p.s.	vel. head ft. 2g feet	frict. loss ft. feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f. f.p.s.	vel. head ft. 2g feet	frict. loss ft. feet
2000	2.37	0.10	0.011	10000	2.37	0.08	0.0311
3000	2.54	0.13	0.025	11000	2.55	0.10	0.0280
4000	2.71	0.15	0.047	12000	2.72	0.12	0.0181
5000	2.88	0.19	0.051	13000	3.01	0.14	0.0511
6000	3.05	0.22	0.071	14000	3.24	0.16	0.0591
7000	3.22	0.26	0.109	15000	3.47	0.19	0.0650
8000	3.41	0.30	0.126	16000	3.71	0.21	0.0753
9000	3.57	0.35	0.111	17000	3.91	0.24	0.0852
10000	3.74	0.40	0.162	18000	4.17	0.27	0.0941
11000	3.93	0.45	0.182	19000	4.40	0.30	0.101
12000	4.10	0.50	0.203	20000	4.63	0.33	0.115
13000	4.28	0.57	0.224	21000	5.79	0.52	0.176
14000	4.43	0.62	0.249	22000	6.05	0.55	0.228
15000	4.59	0.67	0.273	23000	6.31	1.02	0.321
16000	4.75	1.39	0.510	24000	6.26	1.33	0.423
17000	4.90	1.59	0.724	25000	10.4	1.69	0.515
18000	5.04	1.77	0.911	26000	11.6	2.08	0.668
19000	5.19	1.93	1.18	27000	12.9	3.00	0.916
20000	5.34	2.08	1.43	28000	16.2	4.03	1.27
21000	5.49	2.26	1.66	29000	18.5	5.33	1.66
22000	5.63	2.47	2.01	30000	20.6	6.75	2.09
23000	5.78	2.64	2.36	100000	23.2	8.33	2.57
24000	5.93	2.83	2.67	120000	27.8	12.0	3.67

48"
48" inside dia.

U.S. Gals. Per Min.	vel. f. f.p.s.	vel. head ft. 2g feet	frict. loss ft. feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f. f.p.s.	vel. head ft. 2g feet	frict. loss ft. feet
11000	2.19	0.10	0.031	40000	10.64	1.76	0.454
12000	2.31	0.13	0.039	41000	12.4	2.39	0.652
13000	2.44	0.16	0.049	42000	14.2	3.13	0.919
14000	2.57	0.20	0.060	43000	16.0	3.96	1.26
15000	2.71	0.25	0.071	44000	17.7	4.89	1.70
16000	2.84	0.31	0.082	120000	21.3	7.03	1.87
17000	2.98	0.37	0.102	130000	24.8	9.57	2.51
18000	3.12	0.44	0.122	140000	28.4	12.5	3.26
19000	3.26	0.51	0.142				
20000	3.41	0.59	0.162				
21000	3.55	0.67	0.182				
22000	3.70	0.76	0.203				
23000	3.84	0.85	0.224				
24000	3.99	0.95	0.249				
25000	4.13	1.06	0.273				
26000	4.28	1.17	0.298				
27000	4.43	1.29	0.321				

TABLE I. (Cont.)

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

54" 54" inside dia.				60" 60" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f. f.p.s.	vel. head ft. 2g feet	frict. loss ft. feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f. f.p.s.	vel. head ft. 2g feet	frict. loss ft. feet
15000	2.52	0.10	0.017	28000	2.27	0.08	
16000	2.59	0.12	0.017	29000	2.34	0.13	
17000	2.66	0.13	0.018	30000	2.40	0.18	1.32
18000	2.73	0.17	0.021	31000	2.47	0.25	0.057
19000	2.80	0.21	0.024	32000	2.54	0.32	0.073
20000	2.87	0.26	0.027	33000	2.61	0.41	0.092
21000	2.94	0.30	0.031	34000	2.67	0.50	0.112
22000	3.01	0.35	0.034	35000	2.74	0.62	0.133
23000	3.08	0.40	0.038	36000	2.81	0.76	0.153
24000	3.15	0.45	0.041	37000	2.88	0.90	0.173
25000	3.22	0.50	0.045	38000	2.95	1.05	0.193
26000	3.29	0.57	0.049	39000	3.02	1.21	0.213
27000	3.36	0.64	0.053	40000	3.09	1.38	0.233
28000	3.43	0.71	0.057	41000	3.16	1.56	0.253
29000	3.50	0.79	0.061	42000	3.23	1.75	0.273
30000	3.57	0.87	0.065	43000	3.30	1.95	0.293
31000	3.64	0.96	0.069	44000	3.37	2.16	0.313
32000	3.71	1.05	0.073	45000	3.44	2.38	0.333
33000	3.78	1.15	0.077	46000	3.51	2.61	0.353
34000	3.85	1.25	0.081	47000	3.58	2.85	0.373
35000	3.92	1.36	0.085	48000	3.65	3.10	0.393
36000	4.00	1.47	0.089	49000	3.72	3.36	0.413
37000	4.07	1.58	0.093	50000	3.79	3.63	0.433
38000	4.14	1.70	0.097	51000	3.86	3.91	0.453
39000	4.21	1.82	0.101	52000	3.93	4.20	0.473
40000	4.28	1.95	0.105	53000	4.00	4.50	0.493
41000	4.35	2.08	0.109	54000	4.07	4.81	0.513
42000	4.42	2.21	0.113	55000	4.14	5.13	0.533
43000	4.49	2.35	0.117	56000	4.21	5.46	0.553
44000	4.56	2.50	0.121	57000	4.28	5.81	0.573
45000	4.63	2.65	0.125	58000	4.35	6.17	0.593
46000	4.70	2.81	0.129	59000	4.42	6.54	0.613
47000	4.77	2.97	0.133	60000	4.49	6.93	0.633
48000	4.84	3.14	0.137				
49000	4.91	3.31	0.141				
50000	4.98	3.49	0.145				

72"
72" inside dia.

U.S. Gals. Per Min.	vel. f. f.p.s.	vel. head ft. 2g feet	frict. loss ft. feet
26000	2.37	0.09	0.017
27000	2.46	0.12	0.023
28000	2.55	0.16	0.030
29000	2.64	0.20	0.037
30000	2.73	0.24	0.045
31000	2.82	0.29	0.054
32000	2.91	0.34	0.063
33000	3.00	0.40	0.073
34000	3.09	0.46	0.083
35000	3.18	0.52	0.093
36000	3.27	0.59	0.103
37000	3.36	0.67	0.113
38000	3.45	0.75	0.123
39000	3.54	0.84	0.133
40000	3.63	0.93	0.143
41000	3.72	1.03	0.153
42000	3.81	1.13	0.163
43000	3.90	1.24	0.173
44000	3.99	1.35	0.183
45000	4.08	1.46	0.193
46000	4.17	1.58	0.203
47000	4.26	1.70	0.213
48000	4.35	1.83	0.223
49000	4.44	1.96	0.233
50000	4.53	2.10	0.243
51000	4.62	2.24	0.253
52000	4.71	2.39	0.263
53000	4.80	2.54	0.273
54000	4.89	2.70	0.283
55000	4.98	2.86	0.293
56000	5.07	3.03	0.303
57000	5.16	3.21	0.313
58000	5.25	3.39	0.323
59000	5.34	3.58	0.333
60000	5.43	3.78	0.343
61000	5.52	3.98	0.353
62000	5.61	4.19	0.363
63000	5.70	4.41	0.373
64000	5.79	4.63	0.383
65000	5.88	4.86	0.393
66000	5.97	5.10	0.403
67000	6.06	5.35	0.413
68000	6.15	5.61	0.423
69000	6.24	5.87	0.433
70000	6.33	6.14	0.443
71000	6.42	6.42	0.453
72000	6.51	6.70	0.463
73000	6.60	7.00	0.473
74000	6.69	7.30	0.483
75000	6.78	7.61	0.493
76000	6.87	7.93	0.503
77000	6.96	8.26	0.513
78000	7.05	8.60	0.523
79000	7.14	8.95	0.533
80000	7.23	9.31	0.543
81000	7.32	9.68	0.553
82000	7.41	10.06	0.563
83000	7.50	10.45	0.573
84000	7.59	10.85	0.583
85000	7.68	11.26	0.593
86000	7.77	11.68	0.603
87000	7.86	12.11	0.613
88000	7.95	12.55	0.623
89000	8.04	13.00	0.633
90000	8.13	13.46	0.643
91000	8.22	13.93	0.653
92000	8.31	14.41	0.663
93000	8.40	14.90	0.673
94000	8.49	15.40	0.683
95000	8.58	15.91	0.693
96000	8.67	16.43	0.703
97000	8.76	16.96	0.713
98000	8.85	17.50	0.723
99000	8.94	18.05	0.733
100000	9.03	18.61	0.743

34

CAUTION: No allowance has been made for any differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal condition of interior pipe surface. It is recommended that for conservative application a reserve margin of safety to cover these effects be added to the values shown in the table. Where an careful analysis of these effects are to be made, it is recommended.

CAUTION: No allowance has been made for any differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal condition of interior pipe surface. It is recommended that for conservative application a reserve margin of safety to cover these effects be added to the values shown in the table. Where an careful analysis of these effects are to be made, it is recommended.

V.2.1.- Tuberfa de ademe.

La tuberfa de ademe se introduce en un pozo para mantener en su sitio las paredes del pozo evitando derrumbes y deslizamientos causados tanto por las presiones naturales del terreno, como por la acción dinámica del flujo de agua bombeada. Parte de la tuberfa de ademe se ranura para dar paso al flujo de agua que se está explotando evidentemente, una vez que ha quedado totalmente instalada la tuberfa, la parte ranurada debe coincidir con la zona en donde se localiza el manto acuífero. La parte de la tuberfa que no se ranura se denomina ademe ciego.

Las dimensiones de las ranuras dependen de las características granulométricas del filtro de grava que se coloca entre la pared del pozo y la tuberfa de ademe y que sirve de protección contra los arrastres de sólidos en suspensión en el agua. El número de ranuras depende de la velocidad de infiltración del agua al interior de la tuberfa de ademe. Esta velocidad de infiltración no deberá exceder de 15 cm./seg. cabe hacer notar que esta velocidad de infiltración es meramente técnica, ya que es de suponer que una vez instalada la tuberfa se presentan incrustaciones de innumerables granos del filtro de grava o bien de los que

proviene del pozo, reduciendo notablemente el área de infiltración.

El diámetro de la tubería de ademe se fija de acuerdo con el diámetro del filtro de grava y tomando en cuenta principalmente, las dimensiones máximas de la bomba posible a instalar en el pozo.

Se hace una selección tentativa de la bomba con el dato del gasto de explotación del proyecto y el nivel de bombeo, con esto ya se tiene idea de las dimensiones probables de la bomba.

V.2.2.- Aforo del pozo.

V.2.2.1.- Instrumentos de medición.

Los instrumentos de medición que se utilizan para hacer las tres lecturas, como en la velocidad de rotación de la bomba, el gasto que se está bombeando y el nivel de bombeo, son los siguientes:

1.- Tacómetro.- Este instrumento sirve para medir la velocidad de rotación de la bomba.

2.- Sonda eléctrica o neumática.- Existen dos métodos que comunmente se emplean para conocer la distancia vertical que existe entre el nivel del agua en el pozo un punto de referencia fijado arbitrariamente. Uno de ellos emplea la sonda eléctrica, haciendo descender por el interior de la tubería de ademe un electrodo se lo

gra que al efectuarse el contacto entre dicho electrodo y el agua establece un circuito eléctrico que se registra en la caja del aparato por medio de un galvanómetro o un sistema de focos. Una vez que se establece el circuito eléctrico se deja descender la sonda, la cual nos indicará en el cable conductor el valor del nivel de bombeo del agua a la parte de referencia seleccionada.

Otro instrumento que se emplea para medir el nivel de bombeo es la sonda neumática, la cual no es más que un tubo que en su extremo superior se conecta un manómetro. Debajo del manómetro se conecta la manguera de una bomba para aire con válvula de retención del tipo usado en llantas neumáticas. El procedimiento para llevar a cabo la medición es el siguiente:

- a).- Se introduce en tubo de cobre de $1/4"$ de diámetro al interior del pozo, procurando que dicho tubo quede sumergido en el agua 10' ó 20'. La longitud total del tubo debe ser perfectamente conocida.
- b).- Una vez colocado el tubo y conectada la manguera de la bomba para aire, se inyecta aire hasta que la aguja indicadora de presión en el manómetro se estabiliza.

c).- La profundidad del agua en el pozo se rá la resta de la longitud total de la tubería y la lectura obtenida en el manómetro en metros.

3.- Placa de orificio para medir el gasto.

Uno de los métodos más usados por la práctica de su aplicación para medir el gas to en una tubería, es el que utiliza una - placa con orificio interconectada entre dos bridas con un diámetro menor que el de la - tubería. Al efectuarse el estrangulamiento de la sección de flujo, parte de la carga - de velocidad se transforma en carga de pre - sión, midiéndose ésta por medio de un pie - zómetro instalado a una distancia mínima de 60 cm. a tres veces el diámetro de la tube - ría, medidas a partir del orificio.

Por medio de la siguiente fórmula se puede calcular el gasto que pasa por la tubería:

$$Q = K A \sqrt{2 g H}$$

En donde:

Q = Gasto en l.p.s.

A = Area del orificio en m².

H = Carga piezométrica en m.

K = Coeficiente que depende de la relación que existe entre el diámetro del orifi - cio y el diámetro de la tubería: $\frac{d}{D}$

g = Aceleración de la gravedad 9.81 m/seg.²

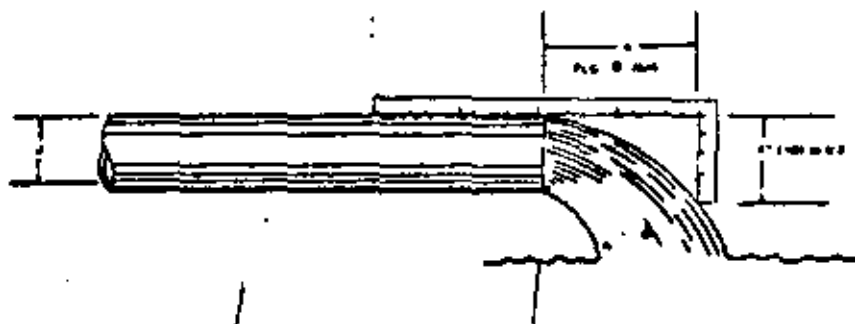
Otra forma de medir el gasto en una tubería es utilizando una escuadra graduada en cm. 6 pulgs., la cual debe tener un lado que mide 4" como en la figura siguiente.

Este procedimiento tiene el inconveniente de que no es muy preciso y solo se emplea para obtener datos preliminares que pueden variar considerablemente de la realidad.

Una vez que se ha llevado a cabo la limpieza del pozo se procede con la maniobra de desarrollo que tiene por finalidad de aumentar la porosidad y permeabilidad del filtro de grava y las formaciones acuíferas adyacentes al pozo. La maniobra de desarrollo se inicia trabajando la bomba a bajas velocidades y bombeando un gasto pequeño. A medida que se observa que el agua se va limpiando, se aumentan las revoluciones de la bomba de 100 en 100 r.p.m., procurando variar la velocidad en cada paso hasta que se obtenga agua limpia, y así se continúa hasta llegar a un máximo de sobrebombeo del orden de 25 al 50% arriba de la capacidad de explotación del proyecto.

El aforo que consiste en la medición de los gastos que bombea el equipo a diferentes velocidades y de los niveles de bombeo corres-

**COMO DETERMINAR EL GASTO DE UNA BOMBA.
 SISTEMA DE LA ESCUADRA.**



Diámetro del tubo (Pulg.)	Longitud del chorro (Pulg.)												Gasto (G.P.M.)					
	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26						
1/2	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0
3/4	2.0	2.7	3.4	4.1	4.8	5.5	6.2	6.9	7.6	8.3	9.0	9.7	10.4	11.1	11.8	12.5	13.2	13.9
1	2.5	3.3	4.1	4.9	5.7	6.5	7.3	8.1	8.9	9.7	10.5	11.3	12.1	12.9	13.7	14.5	15.3	16.1
1 1/4	3.5	4.6	5.7	6.8	7.9	9.0	10.1	11.2	12.3	13.4	14.5	15.6	16.7	17.8	18.9	20.0	21.1	22.2
1 1/2	4.0	5.3	6.6	7.9	9.2	10.5	11.8	13.1	14.4	15.7	17.0	18.3	19.6	20.9	22.2	23.5	24.8	26.1
2	5.0	6.6	8.2	9.8	11.4	13.0	14.6	16.2	17.8	19.4	21.0	22.6	24.2	25.8	27.4	29.0	30.6	32.2
2 1/2	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0	22.0	24.0	26.0	28.0	30.0	32.0	34.0	36.0	38.0	40.0
3	7.0	9.3	11.6	13.9	16.2	18.5	20.8	23.1	25.4	27.7	30.0	32.3	34.6	36.9	39.2	41.5	43.8	46.1
3 1/2	8.0	10.6	13.2	15.8	18.4	21.0	23.6	26.2	28.8	31.4	34.0	36.6	39.2	41.8	44.4	47.0	49.6	52.2
4	9.0	12.0	15.0	18.0	21.0	24.0	27.0	30.0	33.0	36.0	39.0	42.0	45.0	48.0	51.0	54.0	57.0	60.0
4 1/2	10.0	13.3	16.6	19.9	23.2	26.5	29.8	33.1	36.4	39.7	43.0	46.3	49.6	52.9	56.2	59.5	62.8	66.1
5	11.0	14.6	18.2	21.8	25.4	29.0	32.6	36.2	39.8	43.4	47.0	50.6	54.2	57.8	61.4	65.0	68.6	72.2
5 1/2	12.0	15.8	19.6	23.4	27.2	31.0	34.8	38.6	42.4	46.2	50.0	53.8	57.6	61.4	65.2	69.0	72.8	76.6
6	13.0	17.3	21.6	25.9	30.2	34.5	38.8	43.1	47.4	51.7	56.0	60.3	64.6	68.9	73.2	77.5	81.8	86.1
6 1/2	14.0	18.6	23.4	28.2	32.6	37.0	41.4	45.8	50.2	54.6	59.0	63.4	67.8	72.2	76.6	81.0	85.4	89.8
7	15.0	20.0	25.0	30.0	35.0	40.0	45.0	50.0	55.0	60.0	65.0	70.0	75.0	80.0	85.0	90.0	95.0	100.0
7 1/2	16.0	21.3	26.6	31.9	37.2	42.5	47.8	53.1	58.4	63.7	69.0	74.3	79.6	84.9	90.2	95.5	100.8	106.1
8	17.0	22.6	28.2	33.8	39.6	45.4	51.2	57.0	62.8	68.6	74.4	80.2	86.0	91.8	97.6	103.4	109.2	115.0
8 1/2	18.0	24.0	30.0	36.0	42.0	48.0	54.0	60.0	66.0	72.0	78.0	84.0	90.0	96.0	102.0	108.0	114.0	120.0
9	19.0	25.3	31.6	38.2	44.4	50.8	57.2	63.6	70.0	76.4	82.8	89.2	95.6	102.0	108.4	114.8	121.2	127.6
9 1/2	20.0	26.6	33.2	40.4	47.6	54.8	62.0	69.2	76.4	83.6	90.8	98.0	105.2	112.4	119.6	126.8	134.0	141.2
10	21.0	28.0	35.0	42.0	49.0	56.0	63.0	70.0	77.0	84.0	91.0	98.0	105.0	112.0	119.0	126.0	133.0	140.0
10 1/2	22.0	29.3	36.6	44.2	51.6	59.2	66.8	74.4	82.0	89.6	97.2	104.8	112.4	120.0	127.6	135.2	142.8	150.4
11	23.0	30.6	38.2	46.4	54.8	63.4	72.0	80.6	89.2	97.8	106.4	115.0	123.6	132.2	140.8	149.4	158.0	166.6
11 1/2	24.0	32.0	40.0	48.0	57.0	66.0	75.0	84.0	93.0	102.0	111.0	120.0	129.0	138.0	147.0	156.0	165.0	174.0
12	25.0	33.3	41.6	50.2	59.6	69.6	79.6	89.6	99.6	109.6	119.6	129.6	139.6	149.6	159.6	169.6	179.6	189.6
12 1/2	26.0	34.6	43.2	52.4	62.8	74.0	85.2	96.4	107.6	118.8	130.0	141.2	152.4	163.6	174.8	186.0	197.2	208.4
13	27.0	36.0	45.0	54.0	65.0	77.0	89.0	101.0	113.0	125.0	137.0	149.0	161.0	173.0	185.0	197.0	209.0	221.0
13 1/2	28.0	37.3	46.6	56.2	68.6	82.0	95.4	108.8	122.2	135.6	149.0	162.4	175.8	189.2	202.6	216.0	229.4	242.8
14	29.0	38.6	48.2	58.4	72.0	86.4	100.8	115.2	129.6	144.0	158.4	172.8	187.2	201.6	216.0	230.4	244.8	259.2
14 1/2	30.0	40.0	50.0	60.0	75.0	90.0	105.0	120.0	135.0	150.0	165.0	180.0	195.0	210.0	225.0	240.0	255.0	270.0
15	31.0	41.3	51.6	62.8	79.6	96.4	113.2	130.0	146.8	163.6	180.4	197.2	214.0	230.8	247.6	264.4	281.2	298.0
15 1/2	32.0	42.6	53.2	65.4	84.0	102.0	120.0	138.0	156.0	174.0	192.0	210.0	228.0	246.0	264.0	282.0	300.0	318.0
16	33.0	44.0	55.0	68.0	89.0	109.0	129.0	149.0	169.0	189.0	209.0	229.0	249.0	269.0	289.0	309.0	329.0	349.0
16 1/2	34.0	45.3	56.6	70.2	94.4	116.8	137.6	158.4	179.2	199.6	220.0	240.4	260.8	281.2	301.6	322.0	342.4	362.8
17	35.0	46.6	58.2	72.4	99.6	124.0	146.4	168.8	190.4	212.0	233.6	255.2	276.8	298.4	320.0	341.6	363.2	384.8
17 1/2	36.0	48.0	60.0	75.0	105.0	133.0	156.0	179.0	203.0	226.0	249.0	272.0	295.0	318.0	341.0	364.0	387.0	410.0
18	37.0	49.3	61.6	77.2	110.0	142.0	166.0	191.0	216.0	241.0	266.0	291.0	316.0	341.0	366.0	391.0	416.0	441.0
18 1/2	38.0	50.6	63.2	80.4	116.8	151.2	176.4	203.6	230.4	257.6	284.8	312.0	339.2	366.4	393.6	420.8	448.0	475.2
19	39.0	52.0	65.0	83.0	123.0	160.0	186.0	213.0	243.0	271.0	299.0	327.0	355.0	383.0	411.0	439.0	467.0	495.0
19 1/2	40.0	53.3	66.6	86.2	130.4	170.8	197.6	224.2	256.4	286.8	315.2	344.6	374.0	403.4	432.8	462.2	491.6	521.0
20	41.0	54.6	68.2	89.4	138.0	182.0	210.0	237.0	270.0	300.0	330.0	360.0	390.0	420.0	450.0	480.0	510.0	540.0
20 1/2	42.0	56.0	70.0	93.0	146.0	194.0	223.0	251.0	286.0	318.0	346.0	374.0	402.0	430.0	458.0	486.0	514.0	542.0
21	43.0	57.3	71.6	96.2	154.0	206.0	236.0	267.0	306.0	339.0	372.0	405.0	438.0	471.0	504.0	537.0	570.0	603.0
21 1/2	44.0	58.6	73.2	100.4	163.2	219.2	250.4	281.6	324.4	362.8	396.6	430.4	464.2	498.0	531.8	565.6	599.4	633.2
22	45.0	60.0	75.0	104.0	173.0	234.0	267.0	300.0	342.0	381.0	420.0	459.0	498.0	537.0	576.0	615.0	654.0	693.0
22 1/2	46.0	61.3	76.6	108.2	183.4	249.6	284.4	321.6	366.4	410.8	451.6	493.4	535.2	577.0	618.8	660.6	702.4	744.2
23	47.0	62.6	78.2	112.4	195.0	266.0	303.0	343.0	390.0	435.0	480.0	525.0	570.0	615.0	660.0	705.0	750.0	795.0
23 1/2	48.0	64.0	80.0	117.0	207.0	282.0	321.0	363.0	414.0	462.0	510.0	558.0	606.0	654.0	702.0	750.0	798.0	846.0
24	49.0	65.3	81.6	122.0	220.0	306.0	342.0	387.0	441.0	495.0	546.0	597.0	648.0	699.0	750.0	801.0	852.0	903.0
24 1/2	50.0	66.6	83.2	127.2	234.4	323.2	364.4	411.6	466.4	524.8	580.6	636.4	692.2	747.0	802.8	858.6	914.4	970.2
25	51.0	68.0	85.0	133.0	249.0	348.0	390.0	435.0	495.0	555.0	615.0	675.0	735.0	795.0	855.0	915.0	975.0	1035.0
25 1/2	52.0	69.3	86.6	138.2	265.4	370.6	414.4	461.6	524.4	588.8	651.6	714.4	777.2	840.0	902.8	965.6	1028.4	1091.2
26	53.0	70.6	88.2	144.4	283.0	400.0	441.0	495.0	561.0	627.0	693.0	759.0	825.0	891.0	957.0	1023.0	1089.0	1155.0
26 1/2	54.0	72.0	90.0	150.0	300.0	426.0	467.0	521.0	591.0	660.0	726.0	792.0	858.0	924.0	990.0	1056.0	1122.0	1188.0
27	55.0	73.3	91.6	156.2	319.6	454.0	496.4	551.6	624.4	696.8	763.6	830.4	897.2	964.0	1030.8	1097.6	1164.4	1231.2
27 1/2	56.0	74.6	93.2	162.4	340.4	484.4	524.4	584.4	660.4	732.8	800.6	868.4	936.2	1004.0	1071.8	1139.6	1207.4	1275.2
28	57.0	76.0	95.0	169.0	363.0	516.0	557.0	617.0	705.0	783.0	851.0	919.0	987.0	1055.0	1123.0	1191.0	1259.0	1327.0
28 1/2	58.0	77.3	96.6	176.2	388.4	550.6	593.4	657.6	756.4	838.8	910.6	979.4	1048.2	1117.0	1185.8	1254.6	1323.4	1392.2
29	59.0	78.6	98.2	183.4	415.0	590.0	633.0	705.0	807.0	891.0	965.0	1039.0	1113.0	1187.0	1261.0	1335.0	1409.0	1483.0
29 1/2	60.0	80.0	100.0	191.0	444.0	633.0	679.0	759.0	867.0	954.0	1038.0	1112.0	1186.0	1260.0	1334.0	1408.0	1482.0	1556.0
30	61.0	81.3	101.6	199.0	476.0	684.0	738.0	827.0	939.0	1035.0	1121.0	1206.0	1281.0	1356.0	1431.0	1506.0	1581.0	1656.0
30 1/2	62.0	82.6	103.2	207.2	511.4	740.6	800.4	891.6	1004.4	1109.8	1206.6	1293.4	1380.2	1467.0	1553.8	1640.6	1727.4	1814.2
31	63.0	84.0	105.0	216.0	550.0	800.0	870.0	975.0	1095.0	1203.0	1301.0	1399.0	1497.0	1595.0	1693.0	1791.0	1889.0	1987.0
31 1/2	64.0	85.3	106.6	225														

pondientes en cada lectura, se inicia - después de que se considera terminado el desarrollo, realizando simultáneamente - las lecturas necesarias y a partir de - ese momento se considera iniciado el afo - ro. Se continúa bombeando durante una ho - ra con la misma velocidad de rotación y - al final se realizan de nuevo las lectu - ras, efectuado lo cual, se disminuye la ve - locidad de la bomba en 100 r.p.m. y se - mantiene durante una hora para efectuar - las lecturas correspondientes a esa velo - cidad, y así se continúa bombeando, bajan - do la velocidad de 100 en 100 r.p.m. en - cada intervalo de una hora hasta obtener cuando menos 10 lecturas. Una vez termi - nado el trabajo, se sube la velocidad has - ta la magnitud de iniciación, efectuándose las últimas lecturas.

Con los datos tomados del aforo, se traza una curva en la cual las ordenadas defi - nen los niveles de bombeo y las abscisas los gastos bombeados. Se obtendrá de esta forma una línea recta que tendrá origen en el punto correspondiente al nivel estático sobre el eje de las ordenadas.

Como margen de seguridad, se tiene por norma explotar los pozos un 25% abajo del gasto máximo obtenido en el aforo ó 25% abajo del punto de inflexión cuando éste se presenta, siempre y cuando las condiciones estructurales y la economía de explotación del pozo lo permitan.

Nivel de bombeo.

Otro de los datos importantes que se requieren para seleccionar el equipo de bombeo para un pozo es el nivel de bombeo. Este nivel de bombeo se determina con la ayuda de la curva de aforo. El punto que indica el gasto de explotación, se traza una línea horizontal hacia la izquierda de la curva y la intersección con el eje de las ordenadas nos indicará el nivel de bombeo correspondiente al gasto de explotación.

En algunas zonas los niveles de bombeo bajan considerablemente a medida que transcurre el tiempo. Es importante tener una idea de la magnitud de la variación del nivel de bombeo, para seleccionar el equipo adecuado que trabaje eficientemente en las condiciones futuras de operación.

VI.- CAUSAS QUE ORIGINAN LAS FALLAS EN BOMBAS CENTRIFUGAS.

<u>SINTOMA.</u>	<u>CAUSAS POSIBLES.</u>
VI.1.- La bomba no descarga agua.	1,2,3,4,6,11,14,16,17,22, 23.
VI.2.- Capacidad de descarga insuficiente.	2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,14,17,20,22,23,29,30,31.
VI.3.- Presión desarrollada insuficiente.	5,14,16,17,20,22,29,30,31.
VI.4.- La bomba pierde el <u>ca</u> bado después de <u>arran</u> car.	2,3,5,6,7,8,11,12,13.
VI.5.- La bomba requiere fuer <u>za</u> <u>excesiva</u> .	15,16,17,18,19,20,23,24,26,27,29,33,34,37.
VI.6.- El estopero <u>escurre</u> - <u>excesivamente</u> .	13,24,26,32,33,34,35,36,38,39, 40.
VI.7.- El empaque dura poco.	12,13,24,26,28,32,33,34,35,36,37,38,39,40.
VI.8.- La bomba vibra o hace ruido.	2,3,4,9,10,11,21,23,24,25,26,27,28,30,35,36,41,42,43,44,45,46,47.
VI.9.- Los cojinetes tienen - vida corta.	24,26,27,28,35,36,41,42,43,44,45,46,47.
VI.10.- La bomba se sobreca - lienta y se pega.	1,4,21,22,24,27,28,35,36,41.

C L A V E .

- 1.- No está cebada la bomba.
- 2.- Bomba o tubería de succión no completamente llena de agua.
- 3.- Elevación de succión muy alta.
- 4.- Margen insuficiente entre la presión de succión y la presión de vapor.
- 5.- Cantidad excesiva de aire o gas en el líquido.
- 6.- Bolsa de aire en la línea de succión.
- 7.- Entrada de aire a la línea de succión.
- 8.- Entrada de aire a la bomba por los estoperos.
- 9.- Válvula de pie muy chica.
- 10.- Válvula de pie parcialmente atascada.
- 11.- Sumersión insuficiente del tubo de entrada de succión.
- 12.- Tubería del sello de agua tapada.
- 13.- Jaula de sello incorrectamente colocada en el estopero, evitando que el líquido selle dor entre al espacio para formar el sello.

Dificultades
en la succión.

- 14.- Velocidad muy baja.
- 15.- Velocidad muy alta.
- 16.- Dirección de rotación invertida.
- 17.- Carga total del sistema más alta que la carga de diseño de la bomba.
- 18.- Carga total del sistema más baja que la carga de diseño de la bomba.
- 19.- Peso específico del líquido diferente al del diseño.
- 20.- Viscosidad del líquido distinto a la que se usó para el diseño.
- 21.- Operación a capacidad muy baja.
- 22.- Operación inadecuada de bombas en paralelo para esa operación.

} Dificultades en el sistema.

- 23.- Cuerpos extraños en el impulsor.
- 24.- Desalineamiento.
- 25.- Cimentación no rígida.
- 26.- Flecha doblada.
- 27.- Parte giratoria que roza en una parte estacionaria.
- 28.- Cojinetes gastados.
- 29.- Anillos de desgaste gastados.
- 30.- Impulsor dañado.
- 31.- Junta de la cubierta defectuosa permitiendo escurrimiento interior.
- 32.- Flechas o manguitos de flecha gastados o rayados en la empaquetadura.
- 33.- Empaquetadura incorrectamente colocada.
- 34.- Tipo incorrecto de empaquetadura para las condiciones de operación.
- 35.- Flecha que opera descentrada por cojinetes gastados o por desalineamiento.
- 36.- Rotor desbalanceado que causa vibración.
- 37.- Prensa estopa muy apretado que da por resultado que no fluya líquido para lubricar la empaquetadura.
- 38.- Falta de alimentación de líquido de enfriamiento a estoperos enfriados por agua.
- 39.- Espacio libre excesivo en el fondo del estopero entre la flecha y la cubierta, haciendo que se fuerce la empaquetadura al interior de la bomba.
- 40.- Mugre o tierra en el líquido sellador que origina que se raye la flecha o el manguito.
- 41.- Empuje excesivo causado por una falla mecánica dentro de la bomba o por falla del dispositivo de balance hidráulico si lo hay.

Dificultades Mecánicas.

- 42.- Cantidad excesiva de grasa o aceite - - en la caja de un cojinete antifricción o falta de enfriamiento que causa temperatura alta en el cojinete.
- 43.- Falta de lubricación.
- 44.- Instalación indebida de cojinetes antifricción (daño durante el montaje, montaje in correcto de cojinetes de bolas en pila. - uso de baleros diferentes como par).
- 45.- Mugre que entra a los cojinetes.
- 46.- Oxidación de cojinetes debida a entrada de agua a la caja.
- 47.- Enfriamiento excesivo de cojinetes enfriados con agua, dando por resultado la condensación de la humedad de la atmósfera en la caja de los cojinetes.

Dificultades
Mecánicas.

VII.- MÉTODOS DE PRUEBAS DE BOMBAS CENTRÍFUGAS.

VII.1.- Gasto, Potencia, Lecturas Eléctricas e Hidráulicas, etc.

El método que comunmente es usado para hacer las pruebas hidráulicas a una bomba centrífuga es aquel en el que la medición de cada una de las variables se hacen por separado. Este método consiste en determinar el gasto, carga que desarrolla la bomba, potencia que requiere la bomba. Los instrumentos de medición deberán estar muy bien calibrados para lograr resultados más precisos. Los instrumentos de medición que se utilizan son los siguientes:

Para medir el gasto se utiliza el tubo venturi basado en el principio de diferencia de presiones. La diferencia de presiones se obtiene en un piezómetro, conectando su extremo a la entrada del venturi y el otro extremo en el lado de la descarga.

La carga que desarrolla la bomba se mide con un manómetro.

La potencia que requiere la bomba se conoce mediante las lecturas eléctricas del wáttmetro.

Un tacómetro se utiliza para medir la velocidad a que gira la bomba.

Antes de iniciar la prueba, los instrumentos de medición deberán calibrarse para confiar en sus lecturas y poder obtener resultados correctos.

Se prepara una hoja de pruebas en la cual se anotan las diferentes lecturas que se vayan tomando.

Una vez que se arrancó la bomba, se manobra una válvula de compuerta a tal posición en que se provoquen pérdidas de carga en el tubo venturi en la magnitud deseable. Después de que se logra provocar las pérdidas de carga que se deseen se toman las demás lecturas.

El siguiente paso es semejante al anterior, con la diferencia de que ahora deberán provocarse mayores pérdidas en el tubo venturi. Después de que se logra obtener la pérdida de carga deseada, se toman de nuevo las lecturas en cada instrumento y que corresponderán al siguiente punto. Así sucesivamente se van tomando lecturas en cada intervalo hasta obtener 10 ó más puntos. A cada punto corresponde un valor distinto de carga y de gasto. Estos valores se grafican en un sistema de coordenadas, cuyas ordenadas representan las cargas y las abscisas los gastos.

La carga que desarrolla la bomba se obtiene directamente del manómetro, y el gasto se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Q = K \sqrt{H}$$

Q = Gasto en G.P.M. o l.p.s.

K = Constante que depende de las dimensiones del tubo venturi.

H = Pérdida de carga en el tubo venturi en pulgadas de mercurio.

Los valores de carga y gasto correspondiente a cada lectura, nos determinarán varios puntos en el sistema de coordenadas, mismas que definirán la curva que registré el comportamiento de la bomba.

VIII.- EJEMPLO DE SELECCION DE UNA BOMBA HORIZONTAL.

En la Ciudad de Gómez Palacio, Dgo. que se encuentra a una altura sobre el nivel del mar de 1135 m., se va a instalar una bomba centrífuga horizontal para extraer un gasto de 30 l.p.s. y descargarlo a una altura estática de 50 m. Las pérdidas en el tubo de succión son de 0.50 m. y en la tubería de descarga son de 1.50 m., incluyendo la carga de velocidad. Determinar la altura máxima a la cual debe quedar instalada la bomba respecto al nivel del agua si la carga neta de succión positiva requerida es de 17 ft (5.18 m.), y también la potencia del motor eléctrico que impulsará la bomba.

VIII.1.- Altura máxima de instalación.

La altura máxima se calcula con la siguiente expresión.

$$h_s = h_b - h_r - h_f - h_v$$

En donde.

- h_s = Altura en metros columna de agua del eje de la bomba al nivel del líquido.
- h_b = Altura en m. equivalente a la presión atmosférica sobre la superficie del agua.
- h_r = Altura equivalente de la carga neta de succión positiva requerida en m.
- h_f = Altura equivalente a las pérdidas de carga en la succión.
- h_v = Altura equivalente a la presión de vapor del agua.

Según la tabla siguiente, la altura equivalente a la presión atmosférica en el lugar de instalación es de 29 ft = 8.84 m. = h_b

La h_f es igual a 0.50

La h_v se desprecia por tratarse de agua fría.

Sustituyendo.

$$h_s = 8.84 - (5.18 + 0.50 + 0)$$

$$h_s = 3.16 \text{ m.}$$

Como la altura h_s es la máxima permisible para fines prácticos se dejará a 2.50 m. la altura que habrá entre el eje del impulsor y la superficie libre del agua.

VIII.2.- Potencia del Motor Eléctrico.

La potencia del motor eléctrico será de acuerdo con la potencia requerida por la bomba, que se calcula como sigue:

$$N = \frac{30 \times 62}{76 \times 0.7} = 29.3 \text{ HP.}$$

Siendo la potencia del motor eléctrico de 30 HP.

IX.- EJEMPLO DE SELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO PARA CARCAMO HUMEDO.

Seleccionar un equipo de bombeo que manejará un gasto de 150 l.p.s. a una altura de 20 m.

IX.1.- Tipo de bomba.

La bomba será del tipo turbina para operación vertical en cárcamo húmedo y con descarga bajo la superficie del piso de operación del equipo. (Ver dibujo).

IX.2.- Cálculo de la carga total.

La carga total con que trabajará la bomba se determinará sumando la carga estática, las pérdidas de carga en la tubería y la carga de velocidad.

IX.2.1.- Carga estática.

La carga estática es de 9 m.

Cálculo de las pérdidas de carga.

Para calcular las pérdidas por fricción se requiere conocer el diámetro de la columna y tubería de descarga.

El diámetro de la tubería se seleccionará tomando como base que la velocidad en la columna y tubería no sea mayor de 2.50 m./seg. Entonces, el diámetro de la tubería será:

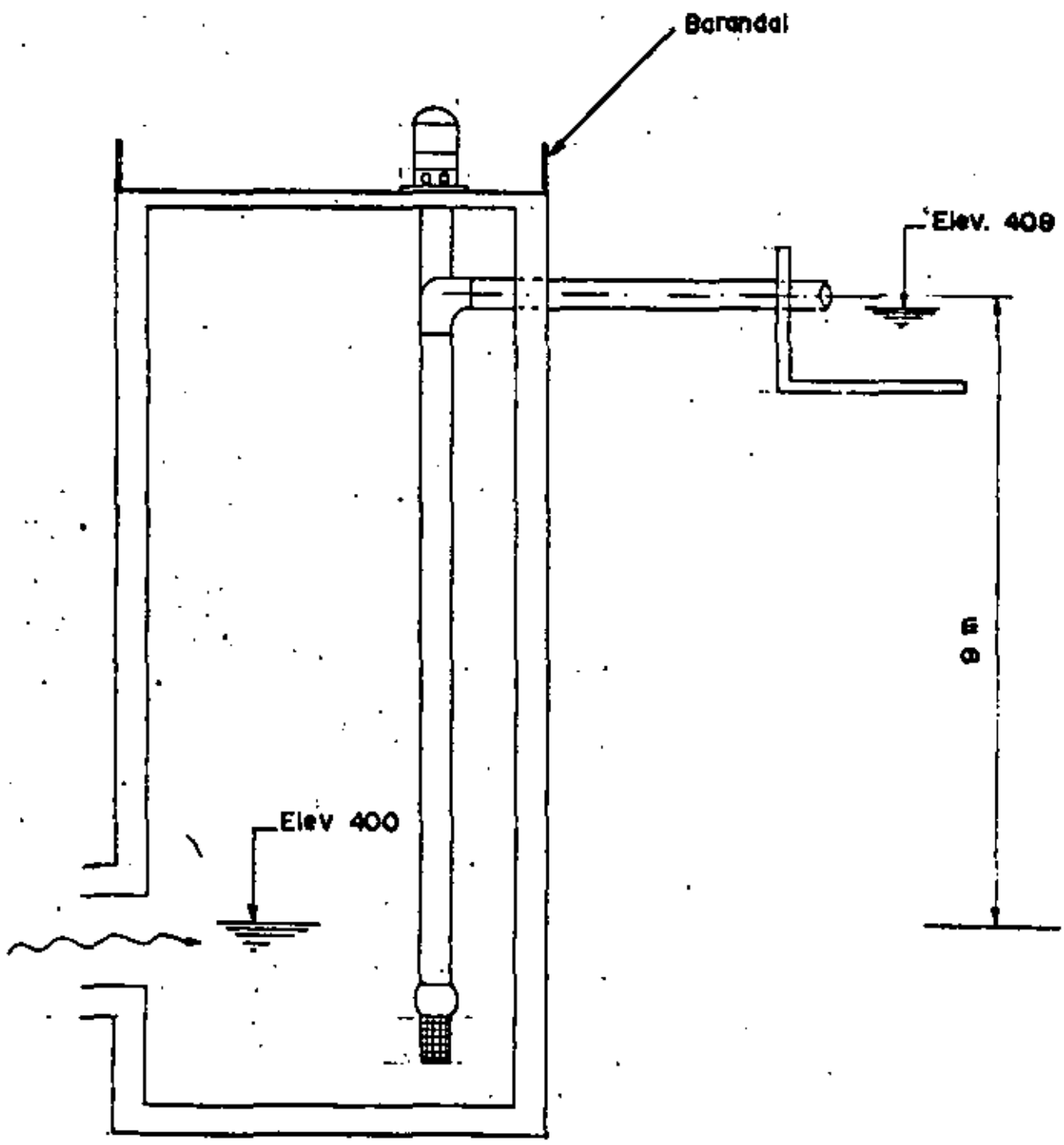


TABLE 24. ATMOSPHERIC PRESSURE, BAROMETER READING AND BOILING POINT OF WATER AT VARIOUS ALTITUDES

Altitude Feet	Barometer Reading In. Hg.	Barometer Reading		Atmos. Press.		Boiling Point of Water °F
		Sea. Hg.	Mer. Hg.	In. Hg.	Pt. Water	
- 1000	- 301.3	31.0	733	15.3	33.8	213.8
- 500	- 132.4	30.5	775	15.0	31.6	212.9
0	0.0	29.9	760	14.7	33.0	212.0
+ 500	+ 132.4	29.4	747	14.4	33.3	211.1
+ 1000	304.8	28.9	734	14.2	32.8	210.2
1500	457.2	28.3	719	13.9	32.1	209.3
2000	609.6	27.8	706	13.7	31.5	208.4
2500	762.0	27.3	694	13.4	31.0	207.4
3000	914.4	26.8	681	13.2	30.4	206.5
3500	1066.8	26.3	668	12.9	29.8	205.6
4000	1219.2	25.8	655	12.7	29.2	204.7
4500	1371.6	25.4	645	12.4	28.8	203.8
5000	1524.0	24.9	633	12.2	28.2	202.9
5500	1676.4	24.4	620	12.0	27.6	201.9
6000	1828.8	24.0	610	11.8	27.2	201.0
6500	1981.2	23.5	597	11.5	26.7	200.1
7000	2133.6	23.1	587	11.3	26.2	199.2
7500	2286.0	22.7	577	11.1	25.7	198.3
8000	2438.4	22.2	564	10.9	25.2	197.4
8500	2590.8	21.8	554	10.7	24.7	196.5
9000	2743.2	21.4	544	10.5	24.3	195.5
9500	2895.6	21.0	533	10.3	23.8	194.6
10000	3048.0	20.6	523	10.1	23.4	193.7
15000	4644.0	18.9	479	8.3	19.0	181.0

TABLE 25. WATER REQUIRED TO FEED BOILERS, U. S. GPM.

Boiler Hp	gpm	No. Hr.	Boiler Hp	gpm	No. Hr.
10	0.7	345	175	12.1	6037
20	1.4	690	200	13.8	6900
30	2.1	1035	225	15.5	7762
40	2.8	1380	250	17.2	8625
50	3.5	1725	300	20.7	10350
60	4.1	2070	350	24.1	12075
70	4.8	2415	400	27.6	13800
80	5.5	2760	450	31.1	15525
90	6.2	3105	500	34.5	17250
100	6.9	3450	600	41.4	20700
125	8.6	4312	750	51.8	25875
150	10.4	5175	1000	69.0	34500

A Boiler horsepower is equivalent to the evaporation of 34.5 lbs. of water per hour from a feed water temperature of 212°F into steam at 212°F or, in other terms, is equal to the evaporation of 0.069 gpm per Boiler hp. The accompanying table of water requirements is based on these values.

In selecting a Boiler Feed Pump it should be remembered that most Boilers are operated at more than 100% of their rating. With modern firing methods 200% to 300% is not uncommon even with small Boilers. For example a 200 Hp Boiler operating at 300% of rating will actually evaporate 600 Boiler Hp or 41.4 gpm.

A Boiler Feed pump should always develop a pressure higher than the Boiler pressure. The amount the pump pressure exceeds the Boiler pressure is called the Excess Pressure. This excess pressure is needed to overcome the friction losses in the check valve, regulating valve, piping and in the static elevation difference between the pump location and the water level in the boiler. The amount of excess pressure required should be determined from the layout of the installation. Generally, for estimating purposes, excess pressures of 25 lbs. for 100 lb. pressure Boilers to 50 lbs. for 300 lb. Boilers can be used.

125
177

87

55

$$Q = VA = V \times 0.785 D^2$$

$$D = \sqrt{\frac{Q}{V \times 0.785}} = \sqrt{\frac{0.150}{2.50 \times 0.785}}$$

$$= 0.276 \text{ m.} \quad = 27.6 \text{ cm.}$$

Se elegirá un diámetro de 30.4 cm. (12") para la tubería de descarga y el diámetro de la columna también será de 30.5 cm. (12").

IX.2.2.- Pérdidas en la columna.

Consultando la siguiente tabla se tiene que, para un gasto de 150 l.p.s. (2377.5 G.P.M.), se observa que es necesario conocer el diámetro de la flecha para conocer las pérdidas de carga en la columna, por lo que se calculará la potencia aproximada requerida por la bomba para conocer el diámetro de la flecha, consultando la tabla siguiente.

$$N = \frac{P Q H}{76 \times \eta}$$

N = Potencia requerida por la bomba en HP

P = Peso específico del agua = 1000 Kg/m³

Q = Gasto de bombeo en m³/seg.

H = Carga total en metros.

76 = Factor de conversión de $\frac{\text{Kg-m}}{\text{seg}}$
a H P .

η = Eficiencia de la bomba.

Para fines de cálculos aproximados - el valor de η , se considerará una eficiencia de 70% de la bomba.

Sustituyendo:

$$K = \frac{1000 \times 0.150 \times 9}{76 \times 0.70}$$

$$= 25.3 \text{ HP.}$$

Ahora consultando la siguiente tabla, para una velocidad de 1175 r.p.m. de la bomba, el diámetro de la flecha es de 1". Observando la tabla de pérdidas en columna, se tiene una pérdida de 1.7 ft, entonces la pérdida en una columna de 11 m. (36') es:

$$h_{f_c} = \frac{1.7}{100} \times 36 = 0.60 \text{ ft} =$$

$$= 0.18 \text{ m.}$$

IX.2.3.- Pérdidas en el codo cabezaí.

En la siguiente tabla se observa que la pérdida de carga en un codo de 12", 90", la pérdida es:

COLUMN FRICTION LOSS CHART
1500 - 15,000 GPM

LOSS IN FEET OF HEAD PER 100 FEET OF COLUMN
OPEN OR ENCLOSED LINESHAFT

COL. SIZE	SHAFT SIZE	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE																	
		1500	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000	3200	3400	3600	3800	4000	4200	4500	4750	5000
8	3/4	5.7	6.3	7.8	9.5	11.0													
	1	6.2	6.9	8.6	10.5														
	1 1/4	6.8	7.6	9.4	11.4														
10	1	1.6	1.8	2.2	2.7	3.2	3.7	4.3	5.0	5.6	6.3	7.0	7.8	8.7	9.6				
	1 1/4	1.8	2.0	2.5	3.0	3.6	4.2	4.9	5.6	6.4	7.1	8.0	8.9	9.8					
	1 1/2-1 3/4	2.0	2.3	2.8	3.5	4.1	4.8	5.6	6.4	7.2	8.2	9.1							
	1 3/4	2.5	2.8	3.4	4.2	5.0	5.8	6.8	7.8	8.9	10.0								
	2 1/4-2 3/4	3.0	3.4	4.3	5.2	6.1	7.2	8.2	9.4										
2 3/4	3.9	4.5	5.5	6.7	7.9	9.3													
12	1 1/4			1.0	1.2	1.4	1.7	1.9	2.2	2.5	2.8	3.1	3.5	3.9	4.2	4.8	5.3	5.0	6.4
	1 1/2-1 3/4		.9	1.1	1.4	1.6	1.9	2.2	2.5	2.9	3.2	3.6	4.0	4.4	4.8	5.3	6.0	6.6	7.3
	1 3/4	.9	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5	2.9	3.3	3.7	4.1	4.6	5.1	5.6	6.3	7.0	7.8	8.5
	2 1/4-2 3/4	1.1	1.2	1.5	1.8	2.1	2.5	2.9	3.3	3.8	4.3	4.8	5.4	5.9	6.5	7.2	8.0	8.8	9.7
	2 3/4	1.3	1.4	1.8	2.1	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.1	5.7	6.4	7.1	7.8	8.8	9.9		
14	1 1/2-1 3/4						1.0	1.2	1.3	1.5	1.7	1.9	2.1	2.3	2.6	2.9	3.2	3.6	4.0
	1 3/4					.9	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.1	2.4	2.6	2.9	3.2	3.5	3.9	4.3
	2 1/4-2 3/4				.9	1.1	1.3	1.5	1.7	2.0	2.2	2.4	2.7	3.0	3.3	3.7	4.0	4.4	4.9
	2 3/4			.9	1.0	1.2	1.4	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7	3.1	3.4	3.8	4.2	4.6	5.0	5.5
	2 3/4-3 1/4	.9	1.0	1.1	1.4	1.6	1.9	2.3	2.5	2.9	3.2	3.6	4.0	4.4	4.9	5.4	5.9	6.7	7.2
16	1 1/2-1 3/4											1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8	1.9
	1 3/4										.9	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.7	1.9	2.1
	2 1/4-2 3/4								.9	1.0	1.1	1.3	1.4	1.5	1.7	1.9	2.1	2.3	2.5
	2 3/4							.9	1.0	1.1	1.2	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7
	2 3/4-3 1/4	.9	1.0	1.1	1.3	1.4	1.6	1.9	2.1	2.3	2.6	2.8	3.1	3.4	3.8	4.2	4.6	5.0	5.5

		CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE																	
		4500	4750	5000	5500	6000	6500	7000	7500	8000	8500	9000	9500	10000	11000	12000	13000	14000	15000
14	1 1/2-1 3/4	3.2	3.6	4.0	4.7	5.6	6.4	7.4	8.5	9.7									
	1 3/4	3.5	3.9	4.3	5.1	6.0	7.0	8.0											
	2 1/4-2 3/4	4.0	4.4	4.9	5.8	6.9	8.0	9.2											
	2 3/4	4.6	5.0	5.5	6.7	8.0	9.3												
16	1 1/2-1 3/4	1.6	1.8	1.9	2.3	2.6	3.1	3.6	4.1	4.6	5.2	5.8	6.4	7.1	7.8	8.6			
	1 3/4	1.7	1.9	2.1	2.5	3.0	3.4	3.8	4.3	4.8	5.4	6.0	6.6	7.2	7.9				
	2 1/4-2 3/4	1.9	2.1	2.3	2.7	3.3	3.8	4.4	5.0	5.6	6.3	7.0	7.7	8.5					
	2 3/4	2.0	2.2	2.5	2.9	3.5	4.0	4.6	5.3	5.9	6.5	7.3	8.0	8.8					
2 3/4-3 1/4	2.4	2.7	2.9	3.5	4.1	4.7	5.4	6.1	6.8	7.6	8.3	9.0							
18	1 3/4		1.0	1.1	1.4	1.6	1.9	2.1	2.4	2.7	3.1	3.4	3.8	4.2	4.9	5.8	6.8	7.8	8.8
	2 1/4-2 3/4		1.0	1.1	1.2	1.5	1.7	2.0	2.3	2.6	2.9	3.3	3.6	4.0	4.4	5.3	6.2	7.2	8.3
	2 3/4		1.1	1.2	1.3	1.6	1.8	2.1	2.5	2.8	3.2	3.6	4.0	4.4	4.8	5.7	6.7	7.8	9.0
	2 3/4-3 1/4		1.2	1.4	1.5	1.8	2.1	2.4	2.8	3.1	3.5	4.0	4.4	4.9	5.2	6.4	7.5	8.8	
20	1 3/4					.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.7	1.9	2.1	2.3	2.7	3.2	3.7	4.3	4.9
	2 1/4-2 3/4					1.0	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.1	2.3	2.5	3.0	3.6	4.1	4.7	5.3
	2 3/4				.9	1.1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.3	2.5	2.7	3.2	3.8	4.4	5.0	5.7
	2 3/4-3 1/4		.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.3	2.6	2.8	3.1	3.7	4.3	5.0	5.8	6.6	

61

Page -
January 15, 1962

Glendora, California
ESTABLISHED 1909

COLUMN FRICTION LOSS CHART
10,000 - 38,000 GPM

LOSS IN FEET OF HEAD PER 100 FEET OF COLUMN
OPEN OR ENCLOSED LINESHAFT

SHAFT SIZE	CAPACITY IN THOUSANDS OF GALLONS PER MINUTE																		
	10	11	12	13	14	15	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	
1 1/4"	4.2	4.9	5.8	6.8	7.8	8.8													
2 1/4"-2 3/4"	4.4	5.3	6.2	7.2	8.3	9.4													
2 1/2"	4.8	5.7	6.7	7.8	9.0														
2 3/4"-3 1/4"	5.2	6.4	7.5	8.8															
1 1/2"	2.3	2.7	3.2	3.7	4.2	4.9	5.5	6.8	8.2										
2 1/4"-2 3/4"	2.5	3.0	3.6	4.1	4.7	5.3	6.0	7.5	9.1										
2 1/2"	2.7	3.2	3.8	4.4	5.0	5.7	6.5	8.0											
2 3/4"-3 1/4"	3.1	3.7	4.3	5.0	5.8	6.6	7.4	9.2											
2 1/2"-2 3/4"	1.0	1.1	1.3	1.5	1.6	2.0	2.3	2.8	3.4	4.1	4.8	5.6	6.4	7.2	8.2				
2 1/2"	1.0	1.2	1.4	1.5	1.9	2.2	2.4	3.0	3.6	4.4	5.2	5.6	6.8	7.8					
2 3/4"-3 1/4"	1.1	1.3	1.6	1.8	2.1	2.4	2.7	3.4	4.1	4.9	5.7	6.6	7.6	8.7					
3 1/4"-3 1/2"	1.3	1.5	1.8	2.1	2.4	2.7	3.0	3.8	4.6	5.5	6.5	7.8	8.6						
2 1/2"								1.0	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.3	2.6	2.9	3.2		
2 3/4"-3 1/4"							.9	1.0	1.2	1.4	1.7	2.0	2.2	2.5	2.8	3.1	3.4		
3 1/4"-3 1/2"							1.0	1.2	1.4	1.6	1.9	2.2	2.5	2.8	3.2	3.5	3.9		

COLUMN FRICTION LOSS CHART
10-1400 GPM

Friction losses listed below conform to ASA Specification 15M.1 and AWWA Specification A101, where applicable. Bold face type figures indicate capacities which are permissible under above specifications.

LOSS IN FEET OF HEAD PER 100 FEET OF COLUMN
OPEN OR EXPOSED LINESHAFT

COL. SIZE	SHAFT SIZE	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE																		
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	
2 1/2"	3/4"	1.0	2.3	3.9	5.4	7.2	9.0	11.5												
	1"		1.0	1.9	3.0	4.4	6.0	7.8	9.7	11.8	14.1									
3"	1 1/4"						.9	1.2	1.5	1.8	2.2	3.2	4.4	5.7	7.3	9.0	10.8	12.8	15.0	
	1 3/4"				.7	1.1	1.6	2.2	2.9	3.6	4.4	5.3	7.7	10.5	13.5					
4"	1 3/4"											.8	1.1	1.4	1.8	2.3	2.7	3.2	3.8	
	2"											1.0	1.3	1.7	2.2	2.7	3.3	3.9	4.5	
	2 1/4"										.9	1.4	1.9	2.5	3.1	3.9	4.6	5.5	6.4	
	2 1/2"-2 3/4"									1.0	1.2	1.8	2.5	3.2	4.0	5.0	6.0	7.1	8.3	
5"	2 1/4"																.9	1.1	1.3	1.5
	2 3/4"														1.0	1.2	1.4	1.7	2.0	
	3"												.9	1.1	1.4	1.7	2.0	2.4	2.8	
	3 1/4"											.9	1.3	1.7	2.2	2.7	3.1	3.9	4.5	

COL. SIZE	SHAFT SIZE	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE																	
		325	350	375	400	450	500	550	600	650	700	750	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
6"	3"	4.4	4.9	5.6	6.2	7.8	9.3	11.0											
	3 1/2"	5.2	5.9	6.6	7.5	9.3	11.2												
	4"	7.2	8.3	9.4	10.5														
8"	3 1/2"	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.6	4.2	4.8	5.5	6.2	7.0	8.6	10.4				
	4"	1.7	2.0	2.2	2.5	3.1	3.7	4.4	5.2	6.0	6.8	7.7	8.6	10.7					
	4 1/2"	2.3	2.6	2.9	3.3	4.1	4.9	5.8	6.8	7.8	9.0	10.1							
	5"-5 1/2"	3.2	3.6	4.1	4.6	5.7	6.9	8.1	9.5	11.0									
	5 1/2"	5.2	6.0	6.7	7.5	9.3	11.5												
10"	5"								1.0	1.2	1.5	1.8	2.3	2.8	3.2	3.9	4.4	5.0	
	5 1/2"							.9	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.2	2.7	3.2	3.8	4.5	6.0
	6"-6 1/2"				.9	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.3	2.6	3.2	3.9	4.6	5.4	6.2	7.2	
	6 1/2"			.9	1.0	1.2	1.5	1.8	2.1	2.4	2.8	3.2	3.6	4.5	5.4	6.4	7.5	8.8	10.0
	7"-7 1/2"	.9	1.1	1.3	1.5	1.8	2.2	2.6	3.0	3.5	4.1	4.6	5.2	6.4	7.8	9.4			
12"	7"																1.1	1.3	1.4
	7 1/2"															1.0	1.2	1.4	1.6
	8"-8 1/2"														1.0	1.2	1.4	1.6	1.8
	8 1/2"													1.0	1.2	1.4	1.6	1.9	2.2
	9"-9 1/2"											.9	1.2	1.4	1.7	2.0	2.3	2.7	
	9 1/2"									1.0	1.1	1.3	1.6	1.9	2.2	2.6	3.0	3.5	

**DISCHARGE HEAD FRICTION LOSS CHART
CAST "A," "AB," "B" AND "C" DISCHARGE HEADS**

DISCHARGE SIZE	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE														
	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500	550	
2	.27	.59	1.0	1.7	2.4										
2½	.12	.37	.49	.77	1.1	1.5	2.0	3.0							
3		.14	.25	.38	.55	.75	1.0	1.5	2.2	3.0					
4				.12	.18	.24	.32	.49	.70	.97	1.2	1.5	1.9	2.3	
	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE														
	300	400	500	1000	1250	1500	1750	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	
6	.37	.54	.96	1.5	2.4	3.4									
8		.17	.31	.47	.74	1.1	1.5	2.0	3.0						
10				.19	.30	.43	.59	.77	1.2	1.7	2.4	3.0			
12						.21	.29	.37	.58	.85	1.2	1.5	1.9	2.3	
14								.20	.31	.45	.65	.80	1.0	1.2	

FABRICATED "A," "AU," "B," AND "C" DISCHARGE HEADS

DISCHARGE SIZE	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE														
	20	40	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	
1½	.44	.77	1.2	2.7											
2	.16	.29	.45	1.0	1.8	2.8									
2½		.14	.21	.49	.87	1.4	2.0	2.8							
3				.20	.36	.57	.82	1.1	1.5	2.1	3.2				
4					.12	.19	.27	.38	.50	.79	1.1	1.5	2.0	2.5	
5									.20	.31	.45	.61	.80	1.0	
	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE														
	300	400	500	1000	1250	1500	1750	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	
5	1.2	1.9	3.1												
6	.60	.86	1.5	2.4											
8	.20	.29	.51	.78	1.2	1.8	2.3	3.2							
10			.20	.31	.48	.69	.95	1.2	1.9	2.8					
12				.16	.24	.34	.48	.61	.96	1.4	1.9	2.4	3.0		
14					.16	.23	.31	.41	.63	.92	1.3	1.6	2.1	2.5	

For losses in a 3 section elbow, refer to the elbow friction loss chart in the propeller pump section.

LINESHAFT SELECTION AND MECHANICAL FRICTION CHART

(Continued)

MATERIAL	MULTIPLIER
Stainless Steel - Type 304	.675
Stainless Steel - Type 316	.75
Heat-Treated Stainless Steel - Type 416	1.75

MATERIAL	MULTIPLIER
Heat-Treated Stainless Steel - 17-4 PH	2.40
Monel	1.25

For engine-driven pumps using engines with less than 4 cylinders or with engine speeds less than 500 RPM, multiply horsepower and thrust ratings by .75.

Since horsepower ratings are dependent upon the pump thrust, the following rules may be applied, if necessary:

1. If pump thrust exceeds that listed by 50%, multiply horsepower rating by .858.
2. If pump thrust is only 50% of that listed, multiply horsepower rating by 1.025.

Interpolations between these thrust ratings are permissible.

60 CYCLE SPEEDS

SHAFT DIAMETER	WT. PER FT. (LBS.)	MAXIMUM THRUST (L)	MAXIMUM HORSEPOWER RATINGS AT RPM SHOWN									
			3300	1760	1175	875	700	585	500	440	390	
3/8	1.54	2240	38.6 .61	19.4 .31	13.0 .20	9.7 .15						
1	2.77	3800	91.6 1.07	46.1 .54	30.8 .36	22.9 .28	18.3 .22					
1 1/16	3.92	5600	161 1.40	81.3 .70	54.2 .47	40.3 .35	32.3 .28	27.0 .23				
1 1/2	6.21	8800	322 2.32	162 1.17	108 .78	80.5 .58	64.4 .46	53.9 .39	46.1 .33			
1 5/16	7.90	11500	485 2.83	244 1.42	163 .95	121 .71	97.0 .57	81.0 .47	69.3 .41	61.0 .36		
1 7/16	10.5	15500		381 1.83	254 1.22	189 .91	151 .73	127 .61	108 .52	95.2 .46	84.4 .40	
2 1/16	13.5	20000		562 2.30	375 1.54	279 1.14	223 .92	186 .76	160 .65	140 .58	124 .51	
2 1/8	16.9	25000		792 2.89	529 1.93	394 1.44	315 1.15	263 .96	225 .82	198 .72	175 .64	
2 1/4	20.5	30000		1035 3.24	691 2.23	514 1.66	412 1.33	346 1.11	294 .95	259 .64	229 .74	
2 3/8	24.5	36500			916 2.66	693 1.98	546 1.58	456 1.32	390 1.13	345 .99	304 .88	
3 1/16	28.8	43000			1190 3.22	884 2.40	707 1.92	591 1.60	505 1.37	444 1.21	394 1.07	
3 1/8	33.5	46000			1300 3.73	967 2.78	774 2.22	646 1.86	553 1.59	486 1.40	432 1.24	
3 1/2	40.0	53500			1635 4.28	1218 3.19	973 2.55	814 2.13	695 1.82	611 1.60	542 1.12	
4	46.0	62000			2025 4.87	1508 3.62	1206 2.90	1009 2.42	862 2.07	758 1.82	672 1.62	
4 1/2	62.0	70000				2300 4.50	1840 3.60	1540 3.00	1315 2.58	1158 2.26	1025 2.60	
5	76.0	80000				3200 5.50	2560 4.40	2140 3.68	1820 3.14	1610 2.76	1425 2.45	

(1) Refer to rules regarding pump thrust at top of page.

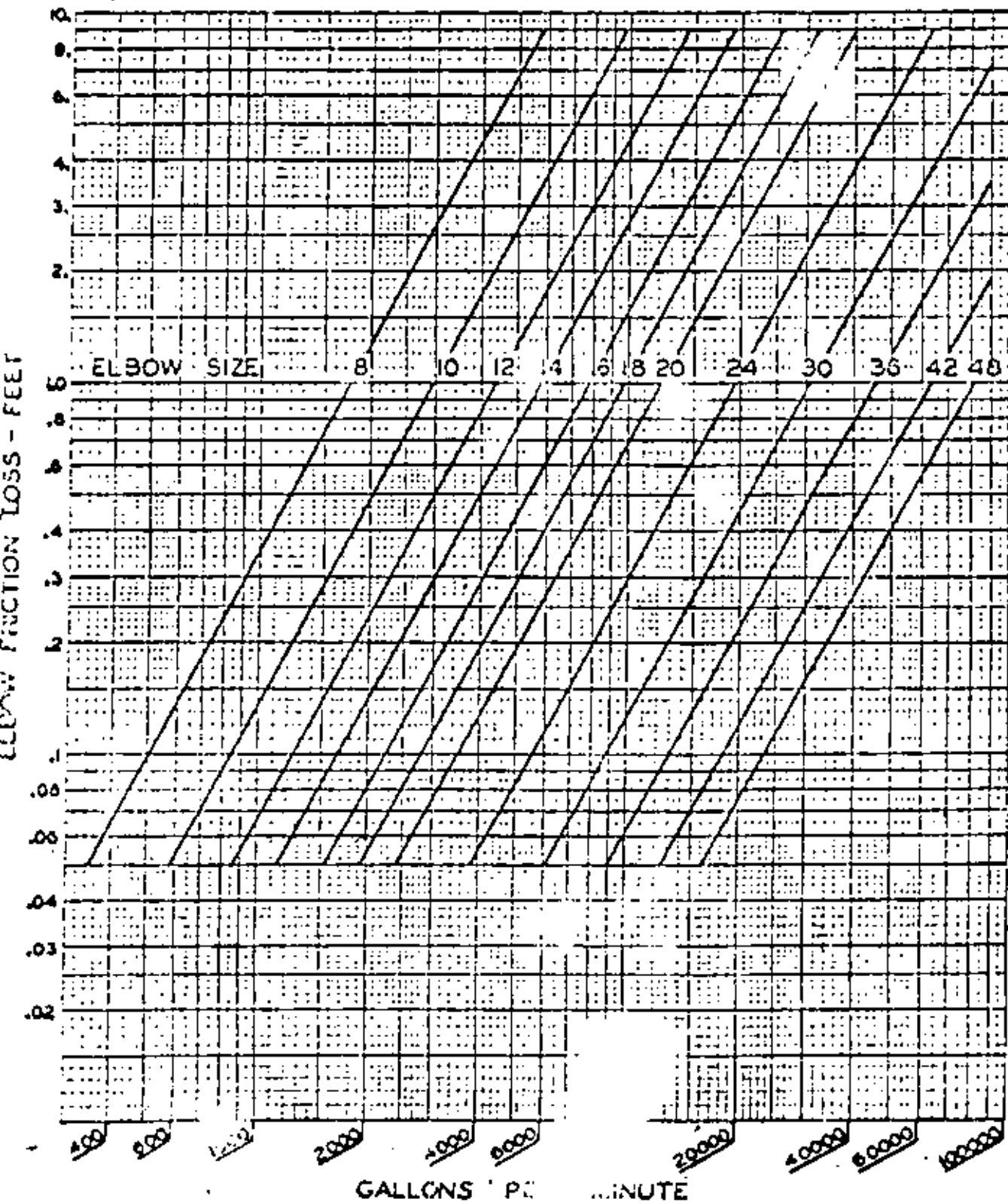
BOWL DATA

BOWL SIZE	THRUST FACTOR "G"	BOWL SHAFT DIAMETER	PRESSURE LIMITATIONS			
			CAST IRON - CL 20		CAST IRON - CL 40	
			PSI	FEET(1)	PSI	FEET(1)
4AXS-AS-BS	1.2	3/8	620	1430	825	1900
6AXC-6AC	2.9	3/8	545	1260	725	1675
6AXS-6AS	2.0	3/8	570	1315	760	1750
6BS-CS-DS	3.2	1	545	1260	725	1675
6EC	4.8	1	545	1260	725	1675
7AXC-AC-APC	3.7	1 1/8	510	1180	680	1570
7BC-CC	4.6	1 1/8	450	1040	600	1385
7BS-7CS	3.8	1 1/8	450	1040	600	1385
8AC	4.6	1 1/8	500	1155	665	1540
8CC	6.8	1 1/8	500	1155	665	1540
8BS-CS	6.3	1 1/8	450	1040	600	1385
8ES	7.8	1 1/8	450	1040	600	1385
8EC	8.5	1 1/8	450	1040	600	1385
10AC	8.6	1 1/2	360	830	480	1110
10BC-CC	10.0	1 1/2	360	830	480	1110
10DC-EC	12.0	1 1/2	360	830	480	1110
10CS	9.6	1 1/2	360	830	480	1110
10DS-ES	11.2	1 1/2	360	830	480	1110
12AC	10.3	1 1/2	400	925	535	1235
12BC-CC	13.6	1 1/2	330	760	440	1015
12DC-EC	15.7	1 1/2	330	760	440	1015
12CS	14.0	1 1/2	330	760	440	1015
12ES	15.4	1 1/2	330	760	440	1015
14AC-BC	14.2	1 1/2	335	775	445	1030
14CC	20.5	1 1/2	280	650	375	865
14DC-EC	23.3	1 1/2	280	650	375	865
14DS-ES	22.7	1 1/2	280	650	375	865
16AAC-AHC	17.5	2 1/8	360	830	480	1110
16CLC-CMC-CMC	27.5	2 1/8	330	760	440	1020
18CC-DC-EC	24.1	2 1/8	350	810	465	1070
20CC-DC-EC-PC	48.4	2 1/4	340	785	450	1040
21CS	43.0	2 1/4	340	785	450	1040
20ES	47.2	2 1/4	340	785	450	1040
24CC-DC-EC	67.2	2 1/2	325	750	425	980
27CC-DC-EC	83.5	3 1/8	285	660	380	880
30CC-DC-EC	112.6	3 1/2	300	690	400	925
33CLC-CMC-CMC	139.0	3 3/8	300	690	400	925
36CC-DC-EC	166.0	4	280	650	375	865

Bowl shaft horsepower rating is same as lineshaft of same size. (Refer to Lineshaft Horsepower Chart.)

(1) Where pressure limit is given in feet, it is assumed that water with a specific gravity of 1.0 is being pumped. Do not use this as a pump setting limitation.

ELBOW FRICTION LOSS CHART

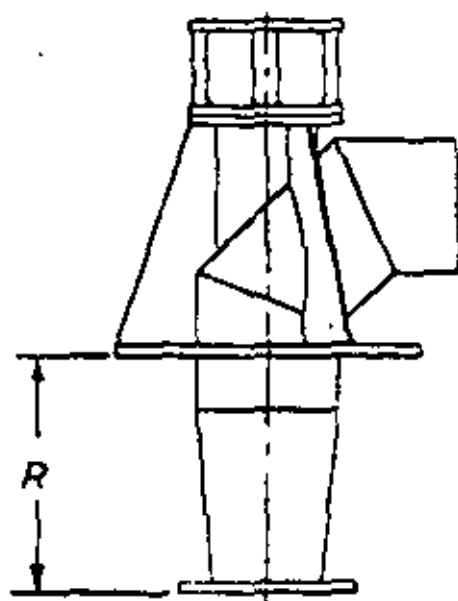
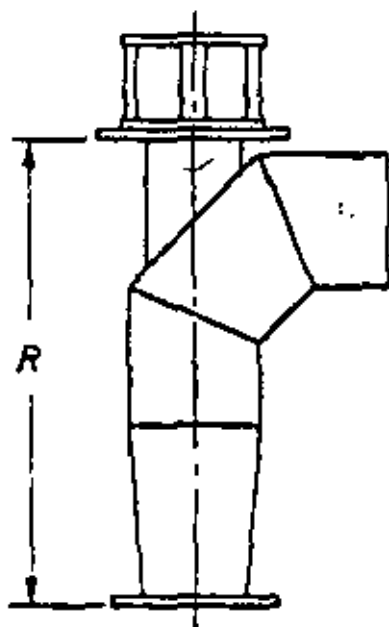


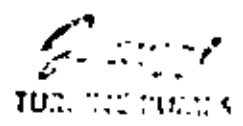
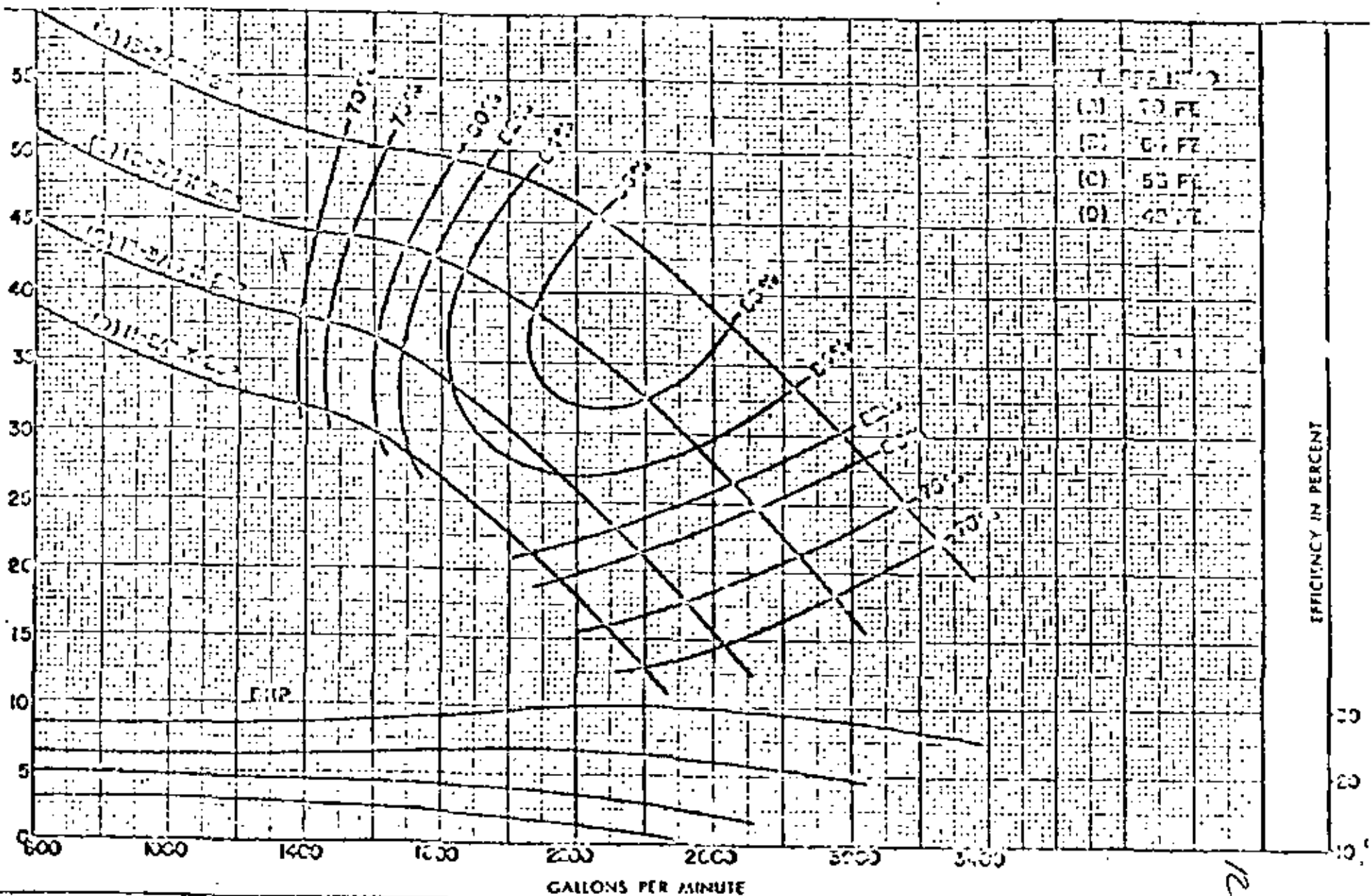
PROPELLER AND MIXED FLOW PUMPS COLUMN AND ELBOW PRICING

The prices for column and elbow assembly on the following pages include all parts required for a complete pump except for the bowl assembly and driver. The "low head" elbow assembly is suitable for use on applications where the total bowl head does not exceed 30 feet and the "high head" elbows are suitable for applications where the total bowl head does not exceed 100 feet. For applications over 100 feet of head, use the turbine pump column and discharge head pricing in Section 2B.

The parts supplied with a column and elbow assembly are listed below.

OIL LUBRICATED	WATER LUBRICATED
1. Column, Tube and Shaft to make up length ordered.	1. Column and Shaft to make up length ordered.
2. Elbow Assembly with plain end discharge and base plate.	2. Elbow Assembly with plain end discharge and base plate.
3. Motor Stand to fit Driver.	3. Motor Stand to fit Driver.
4. Headshaft with Adjusting Nut and Key.	4. Headshaft with Adjusting Nut and Key.
5. Tube Tension Plates and Bearing Assembly.	4. Headshaft with Adjusting Nut and Key.
6. 1 Gallon Manual or Solenoid Oiler Assembly.	5. 6-Ring Packing Box Assembly.





Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of dirt, air or abrasives, and with 100% efficiency at a discharge head.

NUMBER OF POWLS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-3
2	-2
3	-1

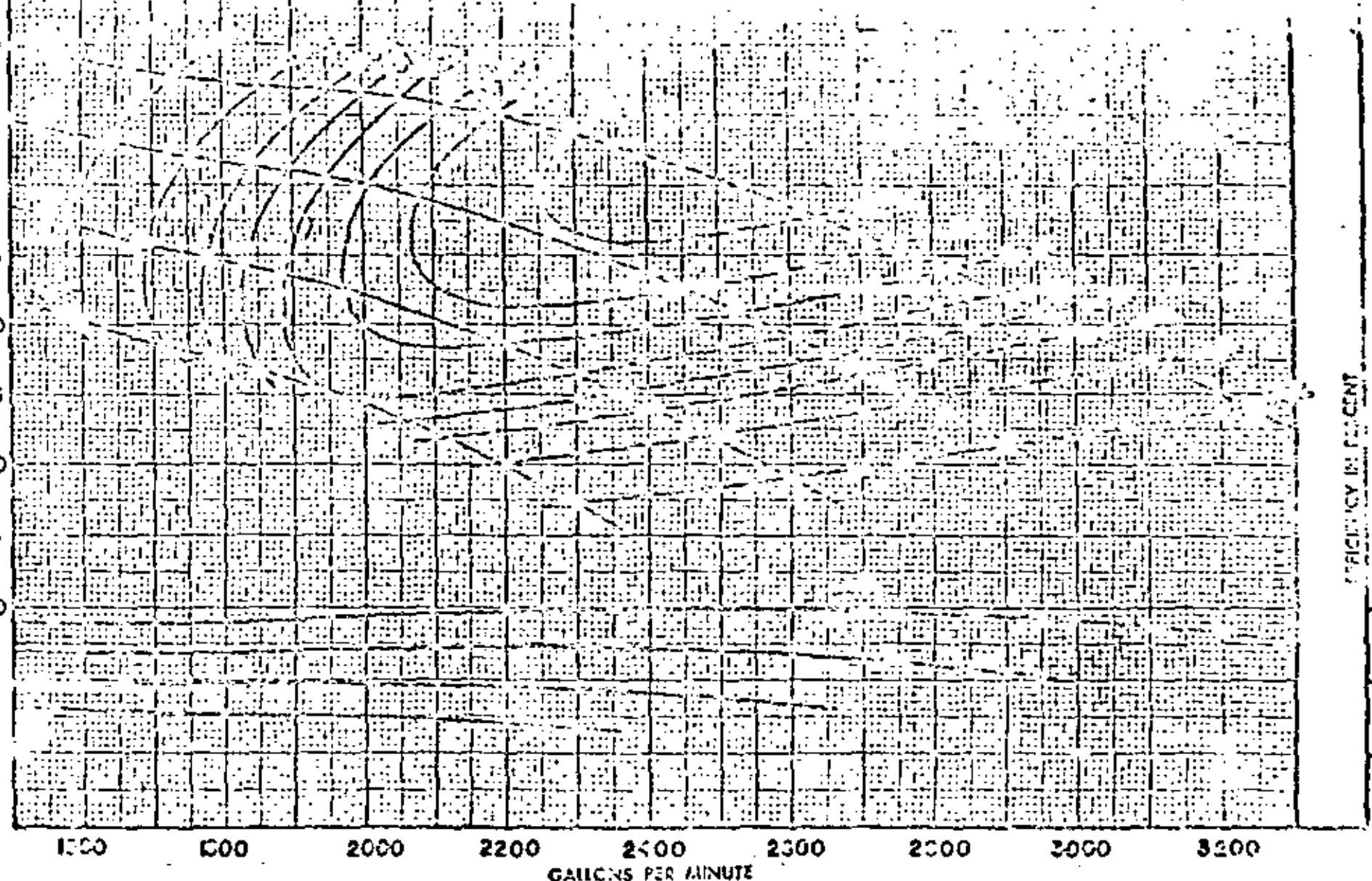
Powl Dia. 15-1/8 in.
 Bowl No. 310-S, CL ENDS.
 Impeller No. 315, BRONZE
 Eye Area 67.5 sq. in.

STAGE PERFORMANCE

Curve No.

R. P. M.

Scale



EFFICIENCY IN PERCENT

1500 1600 2000 2200 2400 2600 2800 3000 3200

GALLONS PER MINUTE

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature of 60°F and a head of 100 feet. The pump is a 100% efficient pump.

NUMBER OF STAGES	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-5
2	-5
3	-5

Bowl No. 3110, C.I. ENAMEL
 Bowl No. 3112, BRONZE
 Bowl No. 3113, BRONZE
 Bowl No. 3114, BRONZE
 Bowl No. 3115, BRONZE
 Bowl No. 3116, BRONZE
 Bowl No. 3117, BRONZE
 Bowl No. 3118, BRONZE
 Bowl No. 3119, BRONZE
 Bowl No. 3120, BRONZE
 Bowl No. 3121, BRONZE
 Bowl No. 3122, BRONZE
 Bowl No. 3123, BRONZE
 Bowl No. 3124, BRONZE
 Bowl No. 3125, BRONZE
 Bowl No. 3126, BRONZE
 Bowl No. 3127, BRONZE
 Bowl No. 3128, BRONZE
 Bowl No. 3129, BRONZE
 Bowl No. 3130, BRONZE
 Bowl No. 3131, BRONZE
 Bowl No. 3132, BRONZE
 Bowl No. 3133, BRONZE
 Bowl No. 3134, BRONZE
 Bowl No. 3135, BRONZE
 Bowl No. 3136, BRONZE
 Bowl No. 3137, BRONZE
 Bowl No. 3138, BRONZE
 Bowl No. 3139, BRONZE
 Bowl No. 3140, BRONZE
 Bowl No. 3141, BRONZE
 Bowl No. 3142, BRONZE
 Bowl No. 3143, BRONZE
 Bowl No. 3144, BRONZE
 Bowl No. 3145, BRONZE
 Bowl No. 3146, BRONZE
 Bowl No. 3147, BRONZE
 Bowl No. 3148, BRONZE
 Bowl No. 3149, BRONZE
 Bowl No. 3150, BRONZE
 Bowl No. 3151, BRONZE
 Bowl No. 3152, BRONZE
 Bowl No. 3153, BRONZE
 Bowl No. 3154, BRONZE
 Bowl No. 3155, BRONZE
 Bowl No. 3156, BRONZE
 Bowl No. 3157, BRONZE
 Bowl No. 3158, BRONZE
 Bowl No. 3159, BRONZE
 Bowl No. 3160, BRONZE
 Bowl No. 3161, BRONZE
 Bowl No. 3162, BRONZE
 Bowl No. 3163, BRONZE
 Bowl No. 3164, BRONZE
 Bowl No. 3165, BRONZE
 Bowl No. 3166, BRONZE
 Bowl No. 3167, BRONZE
 Bowl No. 3168, BRONZE
 Bowl No. 3169, BRONZE
 Bowl No. 3170, BRONZE
 Bowl No. 3171, BRONZE
 Bowl No. 3172, BRONZE
 Bowl No. 3173, BRONZE
 Bowl No. 3174, BRONZE
 Bowl No. 3175, BRONZE
 Bowl No. 3176, BRONZE
 Bowl No. 3177, BRONZE
 Bowl No. 3178, BRONZE
 Bowl No. 3179, BRONZE
 Bowl No. 3180, BRONZE
 Bowl No. 3181, BRONZE
 Bowl No. 3182, BRONZE
 Bowl No. 3183, BRONZE
 Bowl No. 3184, BRONZE
 Bowl No. 3185, BRONZE
 Bowl No. 3186, BRONZE
 Bowl No. 3187, BRONZE
 Bowl No. 3188, BRONZE
 Bowl No. 3189, BRONZE
 Bowl No. 3190, BRONZE
 Bowl No. 3191, BRONZE
 Bowl No. 3192, BRONZE
 Bowl No. 3193, BRONZE
 Bowl No. 3194, BRONZE
 Bowl No. 3195, BRONZE
 Bowl No. 3196, BRONZE
 Bowl No. 3197, BRONZE
 Bowl No. 3198, BRONZE
 Bowl No. 3199, BRONZE
 Bowl No. 3200, BRONZE

STAGE PERFORMANCE	
Cone No.	100-10
R. P. No.	100-10
Eff.	100-10

..40

$$h_{fco} = 0.32 \text{ ft} = 0.09 \text{ m.}$$

IX.2.4.- Pérdidas en la tubería.

Según la tabla correspondiente, las pérdidas por cada 100 ft, son de 1.187 ft, por lo tanto en una tubería de 10 m. de longitud (32.8'), la pérdida es:

$$h_{ft} = \frac{1.187}{100} \times 32.8 = 0.38 \text{ ft}$$

$$= 0.11 \text{ m.}$$

IX.2.5.- Carga de velocidad.

En la misma tabla de pérdidas, se localiza la carga de velocidad.

$$h_{vd} = 0.80 \text{ ft} = 0.24 \text{ m.}$$

Sumando,

$$h_f = 0.18 + 0.09 + 0.11 + 0.24$$

$$= 0.62 \text{ m.}$$

La carga total que deberá desarrollar la bomba es

$$H = 9 + 0.62 = 9.62 \text{ m. (31.5')}.$$

Ahora se consultan las curvas de comportamiento de las bombas para seleccionar aquella más adecuada que cumpla con los requisitos de carga y gasto, a su máxima eficiencia.

En el catálogo de Jacuzzi, se selecciona la bomba marca Jacuzzi, curva No. 16 M-39, Mod. 16 MS a 1160 r.p.m., y con eficiencia de 86%.

IX.3.- La potencia requerida por la bomba será:

$$N = \frac{1000 \times 0.15 \times 9.62}{75 \times .86}$$

$$= 22 \text{ HP}$$

IX.4.- Motor Eléctrico.

Tomando en cuenta que el motor eléctrico deberá estar sobrado en un 15% respecto a la potencia requerida por la bomba, el motor eléctrico tendrá una capacidad de:

$$N = 22 + 3.3 = 25.3 \text{ HP.}$$

Entonces, el motor eléctrico se seleccionará para una potencia de 30 HP, a 1160 r.p.m.

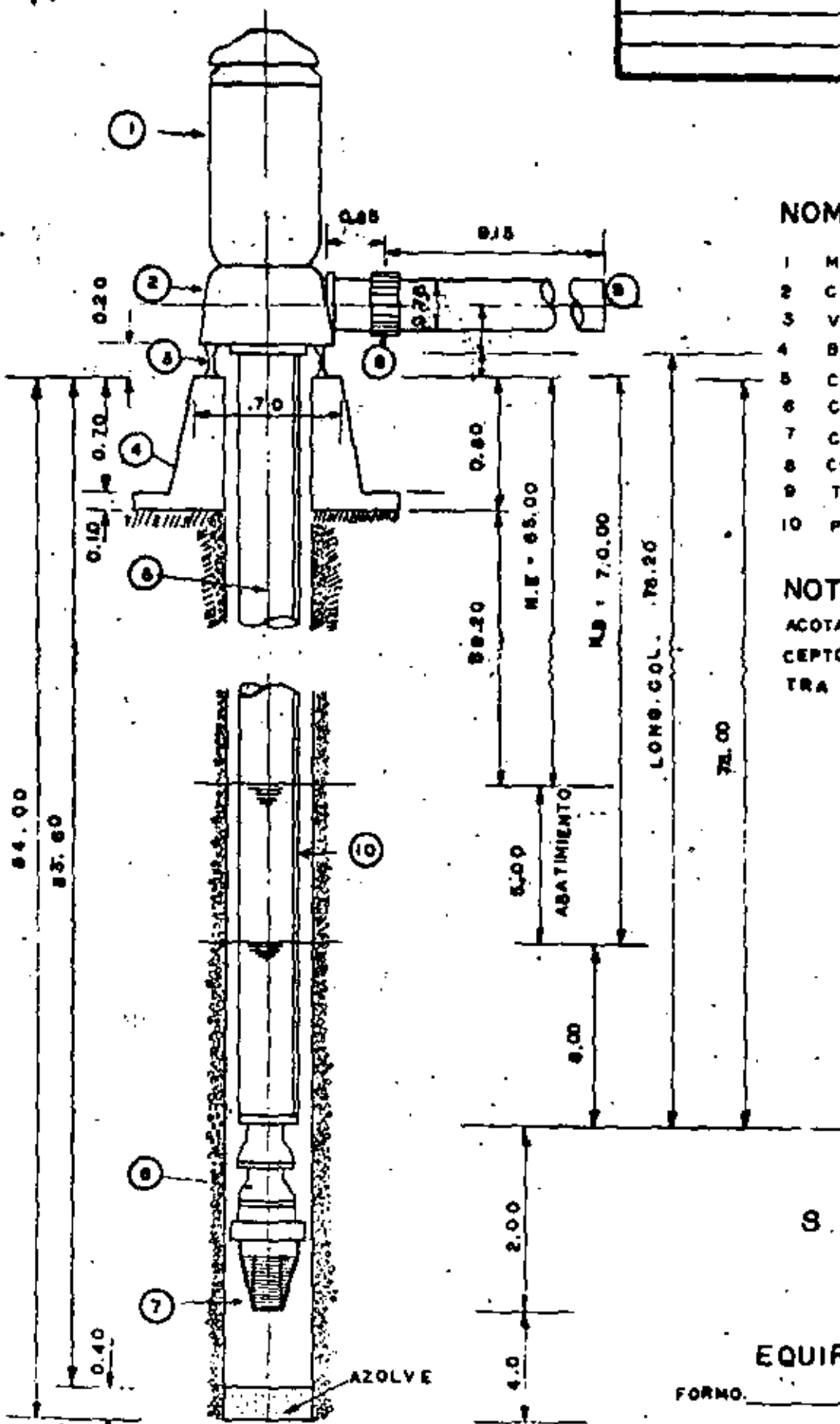
X.- SELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO PARA POZO PROFUNDO.

X.1.- Datos Generales y Selección.

Seleccionar un equipo de bombeo para pozo profundo que suministrará un gasto de 100 l. p.s. a una altura estática de 70 m.

En el siguiente dibujo se consignan los datos del pozo. El equipo de bombeo será seleccionada tomando como modelo la siguiente hoja de selección en la cual se anotarán los datos, cálculos y características del equipo seleccionado.

71



NOMENCLATURA

- 1 MOTOR ELECTRICO
- 2 CABEZAL DE DESCARGA
- 3 VIGUETAS I Y ANCLAJE
- 4 BASE DE CONCRETO
- 5 COLUMNA
- 6 CUERPO IMPELENTE
- 7 COLADOR CONICO
- 8 COPLE DRESSER
- 9 TUBERIA DE DESCARGA
- 10 POLIDUCTO PARA SONDA

NOTA:

ACOTACIONES EN METROS EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD.

S. R. H.

EQUIPO DE BOMBEO

FORMO. _____

DIBUJO J. VALENTIN R.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA ELECTROMECHANICA

7272

HOJA DE SELECCION DE EQUIPOS DE BOMBEO DE POZO PROFUNDO

COMPANIA: _____ CONTRATO: _____ POZO N° _____
DISTRITO DE RIEGO: _____ LOCALIZACION: _____ FECHA: 15

EQUIPO DE BOMBEO PERMANENTE

	ACTUAL	FUTURA
1) LONGITUD COLUMNA		
ALTURA VIGUETAS EN M.	0.20	
NIVEL DE BOMBEO EN M.	70.00	
SUMERGENCIA EN M.	3.00	
ABATIMIENTO ADICIONAL EN M.	5.00	
SUMA	78.20	
LONGITUD REAL EN M.	77.30	
NUMERO DE TRAMOS	26	
2) PERDIDAS FRICCION HDRS		
LONG. COLUMNA X 0.023	1.87	
LONG. TUBO SUCCION X 0.012	0.63	
LONG. TUB DESCARGA X 0.012	0.12	
PERDIDA EN CODOS X 0.43/ft	0.13	
SUMA (m)	2.75	
3) CARGA DINAMICA (K)		
SOBRE ELEVACION EN M.	0.00	
ALTURA DEL EJE S/BASE EN M.	0.20	
ALTURA VIGUETAS EN M.	0.20	
NIVEL DE BOMBEO EN M.	70.00	
PERDIDAS FRICCION HDRS. EN M.	2.75	
CARGA DE VELOCIDAD EN M.	0.20	
SUMA	72.75	
M. AISLADA EN PIES	738'	230/1 = 47.6'
M. FUTURA INMEDIATA EN PIES		
4) POTENCIA DEL MOTOR		
GASTO EN L. P. S.	100	
GASTO EN G. P. M.	158.5	
M. AISLADA EN M.	72.75	
EFICIENCIA EN %	80	
POTENCIA HIDRAULICA EN H. P.	119.6	316
POTENCIA REQUERIDA EN H. P.	122.76	
POTENCIA DEL MOTOR EN H. P.	150	
5) EQUIPO DE BOMBEO		
MARCA	Jacuzzi	
MODELO	12 H 5	
CURVA N°	12 H - 64	
IMPELENTE N°	2953	Curva de 12/11
CURVA DEL IMPULSOR	17 (110)	
N° DE IMPULSORES	5	
TIPO DEL IMPULSOR	Semi-abierto	

	ACTUAL	FUTURA
6) MOTOR ELECTRICO		
MARCA	LS	
POTENCIA EN H. P.	150	
SERIE		
VELOCIDAD EN R. P. M.	1760	
EJE	Vertical	
FLECHA	hueso	
7) CABEZAL DE DESCARGA		
MARCA	Quinn	
MODELO (TAMARO)	0-10-20	
SERIE		
NEMA	20"	
COLUMNA # EN CM.	20.4	(10")
TUBO DE DESCARGA #	20.4	(10")
8) COLUMNA		
LUBRICACION	Grato	
LONGITUD EN M.	77.30	
DIAMETRO TUBO EN CM.	25.4	
DIAMETRO CAMISA EN CM.	6.35	
DIAMETRO FLECHA EN CM.	3.81	1 1/2"
9) CUERPO BOMBA		
GASTO EN L. P. S.	100	
CARGA TOTAL EN M.	72.75	
TAZON MODELO	12 H 5	
DIAMETRO EXTERIOR EN CM.	25.58	(10 1/4")
DIAMETRO IMPULSOR EN CM.	24.21	(9 7/16")
EFICIENCIA EN %	80	
10) TUBOS		
LONG. TUBO DE SUCCION EN M.	3.03	
DIAM. TUBO DE SUCCION EN CM.	25.4	(10")
LONGITUD TUBO DESC. EN M.	10	
DIAM. TUBO DESCARGA EN CM.	25.4	(10")
11) COLADOR CONICO GALV.		
LONGITUD EN CM.	14.3	
DIAMETRO EN CM.	25.4	(10")
12) TUBO PARA LA SONDA		
TUBO DE	PVC	
LONGITUD EN M.	20	
DIAMETRO EN CM.	10	

HOJA DE
INFORMACION
TECNICA

Jacuzzi-Universal S.A.

MONTERREY, N. L.

México, D. F. - Guadalajara, Jal.

CONSTRUCCION

16

TABLA DE PERDIDAS POR FRICCIÓN EN COLUMNAS DE TURBINA

COLUMNA EXTERIOR		3"			4"			6"			8"			10"			12"		
CUBIERTA INTERIOR		1 1/4"	1 1/4"	1 1/2"	2"	1 1/4"	1 1/2"	2"	1 1/2"	2"	2 1/2"	3"	2"	2 1/2"	3"	2"	2 1/2"	3"	3 1/2"
63510 LPS	63510 GPM	PERDIDA DE CARGA EN PIES POR CADA 100' (6 MTS. EN CADA 100 MTS.) DE COLUMNA																	
1.6	75	1.8																	
3.7	50	4.6	.65	.86	1.6														
4.7	75	9.8	1.3	1.7	3.3														
5.3	100	14.	2.7	2.8	5.3	.34	.83	.94											
7.9	125		3.2	4.2	7.8	.81	.98	1.4											
9.4	150		4.4	5.6		1.7	1.3	1.9											
11.0	175		5.8	7.5		1.8	1.7	2.5											
12.8	200		7.3	9.4		1.8	2.2	3.1	.73	.86	1.4								
14.1	225					2.3	2.7	3.5	.90	1.2	1.7								
15.7	250					2.7	3.3	4.7	1.1	1.4	2.0								
17.3	275					3.3	3.9	5.6	1.3	1.7	2.4								
19.9	300					3.8	4.5	6.4	1.5	2.0	2.8								
20.4	325					4.4	5.2	7.4	1.7	2.3	3.2								
22.8	350					5.0	6.0	8.4	2.0	2.6	3.6								
23.6	375					5.8	6.7	9.5	2.2	2.9	4.1								
25.2	400					6.3	7.5		2.5	3.3	4.6	.61	.76	1.0					
28.3	450					7.8	9.3		3.1	4.1	5.7	.77	.91	1.3					
31.5	500								3.7	5.0	6.9	.89	1.1	1.5					
34.6	550								4.4	5.8		1.1	1.4	1.8					
37.8	600								5.2	6.8		1.3	1.6	2.1					
40.9	650								6.0			1.8	1.9	2.9					
44.1	700											1.7	2.0	2.8					
47.2	750											1.9	2.3	3.2					
50.4	800											2.2	2.6	3.6	.97	.83	.77		
53.5	850											2.4	2.9	4.0	.83	.77	.86		
56.7	900											2.7	3.2	4.5	.93	.86	.96		
59.9	950											2.9	3.5	4.8	.77	.80	1.1		
63.0	1000											3.2	3.9	5.2	.89	.87	1.2	.34	.38
75.6	1200											4.6	5.6	7.6	1.3	1.4	1.6	.47	.54
88.7	1400											6.8	7.2	10.	1.6	1.6	2.2	.82	.71
100.8	1600											7.8	9.2	12.	2.0	2.3	2.8	.60	.50
113.4	1800											8.4	11.	15.	2.3	2.6	3.4	.89	1.1
126.0	2000											11.	16.		3.0	3.6	4.2	1.2	1.4
138.8	2200											3.5	4.1	5.8	3.5	4.1	5.0	1.4	1.6
151.7	2400											4.7	5.6	8.0	4.7	5.6	7.0	1.7	1.9
163.8	2600											4.4	5.5	8.0	4.4	5.5	7.0	1.9	2.2
176.4	2800											5.8	6.4	7.8	5.8	6.4	7.8	2.2	2.5
189.7	3000											6.4	7.4	8.8	6.4	7.4	8.8	2.5	2.9
201.6	3200														2.5	2.9	3.3	3.1	3.1
214.7	3400														2.8	3.2	3.7	4.2	4.2
225.8	3600														3.2	3.6	4.2	4.7	4.7
239.4	3800														3.5	4.0	4.7	5.3	5.3
															3.8	4.4	5.1	5.5	5.5
252.0	4000														4.3	4.9	5.6	6.2	6.2
274.6	4200														4.7	5.3	6.1	6.7	6.7
297.7	4400														5.1	5.8	6.7	7.4	7.4
289.8	4600														5.6	6.3	7.4	8.1	8.1
302.4	4800														6.0	6.8	7.9	8.7	8.7

La tabla siguiente servirá como guía al calcular pérdidas por fricción tomando en cuenta las condiciones de la tubería

Condiciones de la pared interior del tubo
 Edad aprox. del tubo somo ligas al uso
 analítica en caso simple.
 Use los valores arriba indicados multiplicados por el coeficiente.

Muy lisa / Nuevo / 1.00

Más o menos lisa / 1 1/2 años / 1.51

Aspera / 6 ó más años / 2.35

FRICCION MECANICA

EN LAS FLECHAS DE LAS BOMBAS TURBINAS

12

Longitud de la Flecha		DIAMETRO DE LA FLECHA							
		1 1/2	1 11/16	1 15/16	2 3/16	2 7/16	2 11/16	2 15/16	3 3/16
Metros	Pies	Fricción Mecánica en N.P. a 1140 R.P.M.							
7.6	25	.19	.23	.30	.38	.46	.55	.66	.76
15.2	50	.37	.46	.60	.75	.93	1.10	1.32	1.57
22.9	75	.56	.69	.90	1.13	1.39	1.65	1.98	2.28
30.5	100	.74	.92	1.20	1.50	1.85	2.20	2.64	3.04
38.1	125	.93	1.15	1.50	1.88	2.31	2.75	3.30	3.80
45.7	150	1.11	1.38	1.80	2.25	2.78	3.30	3.96	4.56
53.3	175	1.30	1.61	2.10	2.63	3.24	3.85	4.62	5.27
61.0	200	1.48	1.84	2.40	3.00	3.70	4.40	5.28	6.03
68.6	225	1.67	2.07	2.70	3.38	4.14	4.95	5.94	6.84
76.2	250	1.85	2.30	3.00	3.75	4.63	5.50	6.60	7.57
83.8	275	2.04	2.53	3.30	4.13	5.09	6.05	7.26	8.34
91.4	300	2.22	2.74	3.60	4.50	5.55	6.60	7.92	9.17
99.0	325	2.41	2.99	3.90	4.88	6.01	7.15	8.59	9.89
106.7	350	2.59	3.22	4.20	5.25	6.48	7.70	9.24	10.60
114.3	375	2.78	3.45	4.50	5.63	6.94	8.25	9.90	11.40
121.9	400	2.96	3.68	4.80	6.00	7.40	8.80	10.56	12.24
129.5	425	3.15	3.91	5.10	6.38	7.86	9.35	11.22	12.92
137.1	450	3.33	4.14	5.40	6.75	8.33	9.90	11.88	13.68
144.8	475	3.52	4.37	5.70	7.13	8.79	10.45	12.54	14.44
152.4	500	3.70	4.60	6.00	7.50	9.25	11.00	13.20	15.20
		Fricción Mecánica en N.P. a 970 R.P.M.							
7.6	25	.14	.18	.23	.29	.35	.42	.50	.58
15.2	50	.28	.35	.45	.58	.70	.84	1.00	1.15
22.9	75	.42	.53	.68	.86	1.05	1.26	1.50	1.73
30.5	100	.56	.70	.90	1.15	1.40	1.68	2.00	2.32
38.1	125	.70	.87	1.13	1.44	1.78	2.10	2.50	2.90
45.7	150	.84	1.05	1.35	1.73	2.10	2.52	3.00	3.45
53.3	175	.98	1.23	1.58	2.01	2.45	2.94	3.50	4.05
61.0	200	1.12	1.40	1.80	2.30	2.80	3.36	4.00	4.60
68.6	225	1.26	1.58	2.03	2.59	3.15	3.78	4.50	5.10
76.2	250	1.40	1.75	2.25	2.88	3.50	4.20	5.00	5.70
83.8	275	1.54	1.94	2.48	3.16	3.85	4.62	5.50	6.20
91.4	300	1.68	2.10	2.70	3.45	4.20	5.04	6.00	6.80
99.0	325	1.82	2.28	2.93	3.74	4.55	5.46	6.50	7.30
106.7	350	1.96	2.45	3.15	4.03	4.90	5.89	7.00	7.80
114.3	375	2.10	2.63	3.38	4.31	5.25	6.30	7.50	8.30
121.9	400	2.24	2.80	3.60	4.60	5.60	6.72	8.00	8.80
129.5	425	2.38	2.97	3.83	4.89	5.95	7.14	8.50	9.30
137.1	450	2.52	3.15	4.05	5.18	6.30	7.56	9.00	9.80
144.8	475	2.66	3.33	4.28	5.46	6.65	7.98	9.50	10.30
152.4	500	2.80	3.50	4.50	5.75	7.00	8.40	10.00	11.00

Jacuzzi-Universal, S.A.

MONTERREY, N. L.

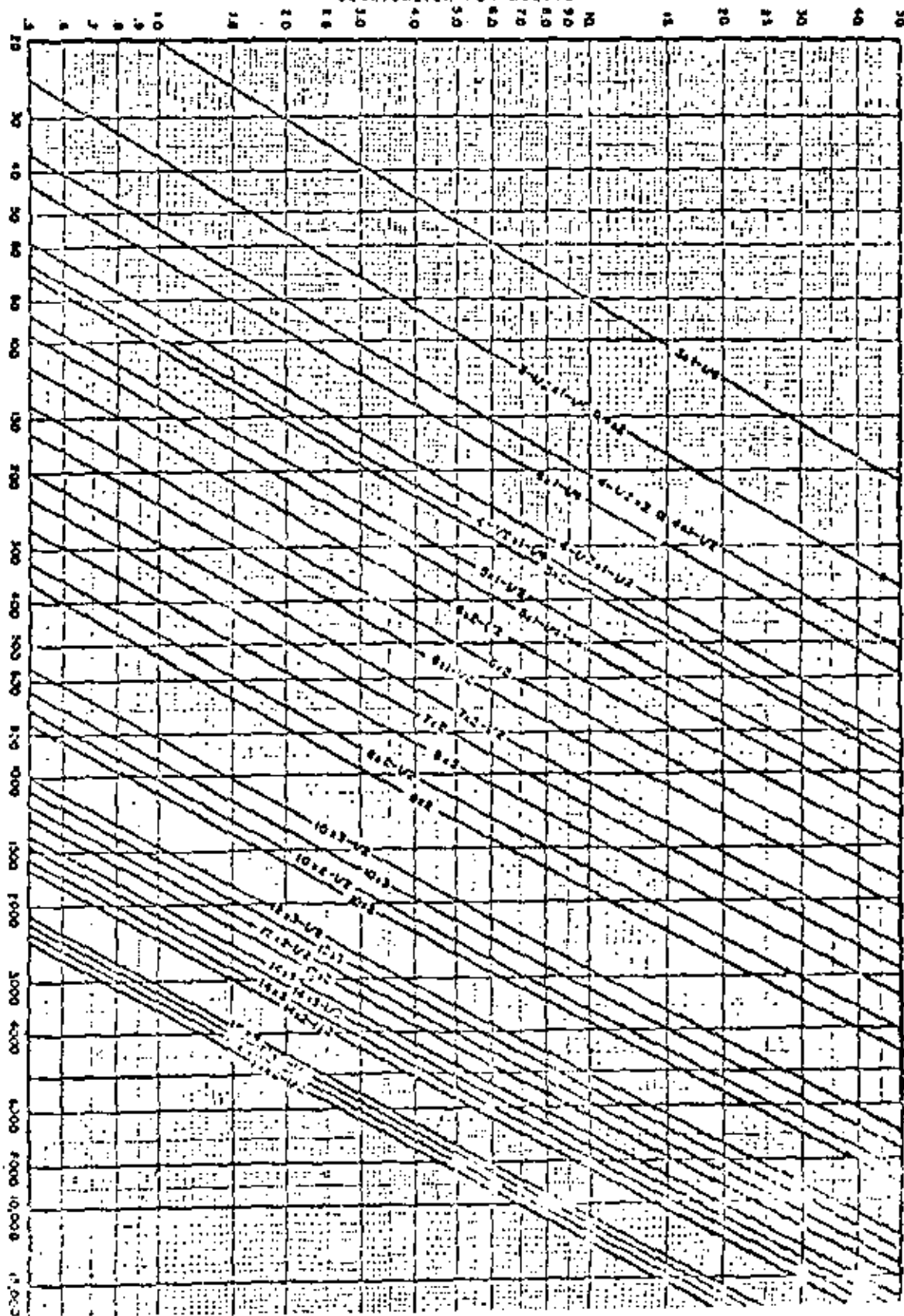
HOJA DE
INFORMACION
TECNICA

México, D. F. - Guadalupe, Jal.

GRAFICA DE PERDIDA POR FRICCION EN COLUMNA DE TURBINA LUBRICACION POR ACEITE

PARA CONVERTIR CALONES A KILOGS MULTIPLIQUE POR 3.283

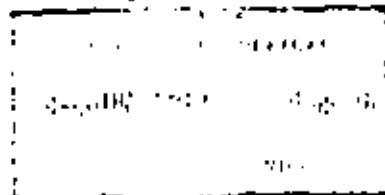
GRABO EN CALONES POR MINUTO



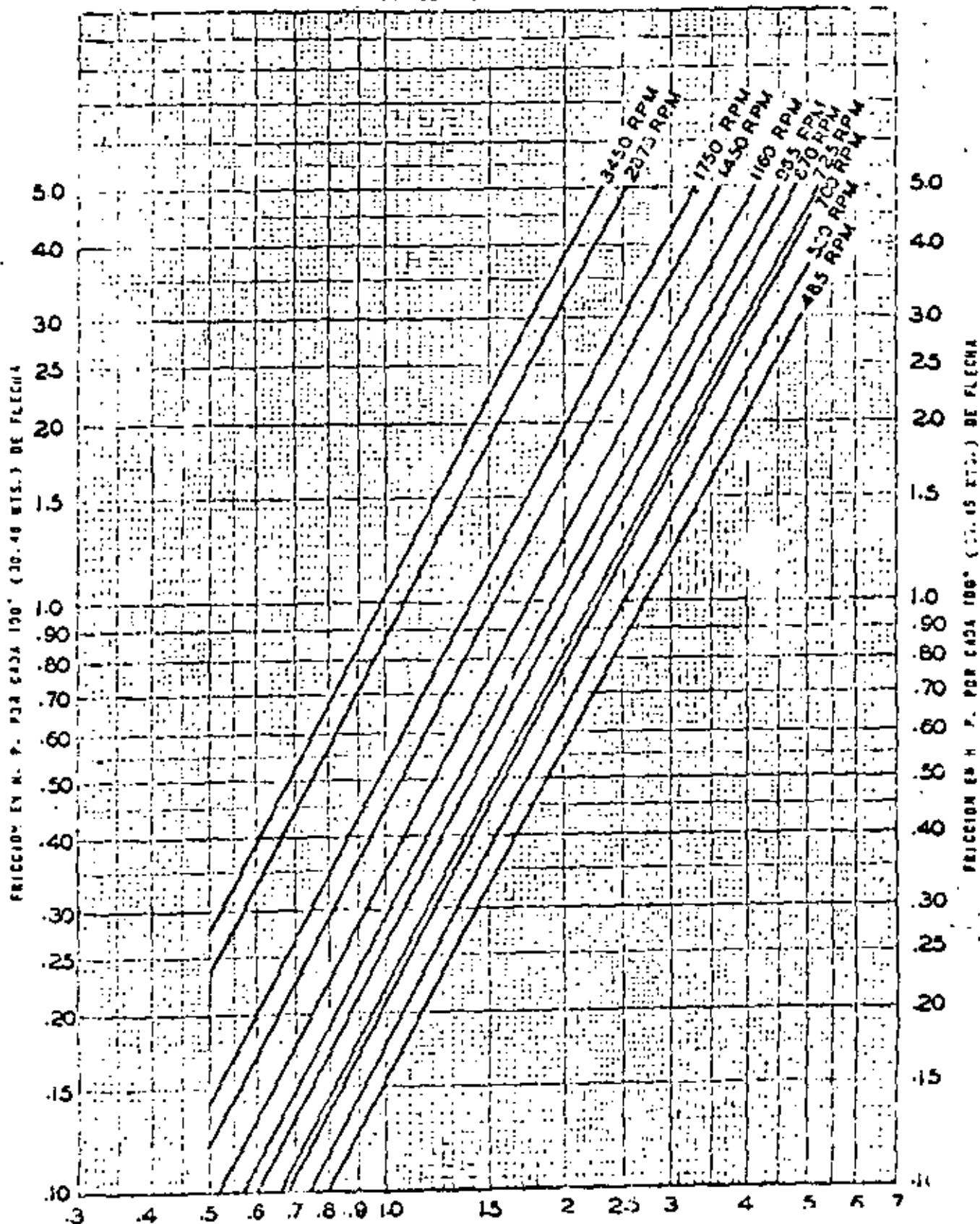
FRICCION MECANICA
EN LAS FLECHAS DE LAS BOMBAS TURBINAS

12

Longitud de la Flecha		DIAMETRO DE LA FLECHA										
		3/8"	1"	1 3/16"	1 7/16"	1 1/2"	1 11/16"	1 15/16"	2 3/16"	2 1/16"	2 11/16"	2 3/4"
Metros	Pies	Fricción Mecánica en H.P. a 1750 R.P.M.										
9.8	25	.09	.13	.18	.25	.29	.35	.45	.54	.71	.84	1.07
15.2	50	.15	.20	.26	.36	.50	.58	.70	.90	1.15	1.42	1.69
22.7	75	.23	.30	.38	.54	.75	.86	1.05	1.35	1.73	2.14	2.51
30.5	100	.30	.37	.47	1.00	1.35	1.40	1.80	2.30	2.95	3.35	4.07
38.1	125	.38	.45	.56	1.25	1.80	1.75	2.25	2.80	3.56	4.17	5.07
45.7	150	.45	.54	.66	1.50	1.73	2.10	2.70	3.45	4.27	5.03	6.07
53.3	175	.53	.61	.74	1.75	2.01	2.45	3.15	4.03	4.99	5.86	7.01
61.0	200	.60	.69	.84	2.00	2.30	2.80	3.60	4.50	5.70	6.70	8.07
68.5	225	.68	.77	.94	2.25	2.59	3.15	4.05	5.18	6.41	7.54	9.07
76.2	250	.75	.84	1.04	2.50	2.88	3.50	4.50	5.75	7.12	8.34	10.07
83.8	275	.83	.93	1.15	2.75	3.16	3.85	4.95	6.33	7.80	9.21	11.06
91.4	300	.90	1.01	1.24	3.00	3.45	4.20	5.40	6.90	8.55	10.05	12.07
99.0	325	.98	1.09	1.34	3.25	3.74	4.55	5.85	7.48	9.26	10.89	13.07
106.7	350	1.05	1.17	1.42	3.50	4.03	4.90	6.30	8.05	9.97	11.73	14.07
114.3	375	1.13	1.25	1.54	3.75	4.31	5.25	6.75	8.63	10.69	12.56	15.07
121.9	400	1.20	1.33	1.66	4.00	4.60	5.60	7.20	9.20	11.40	13.40	16.07
129.5	425	1.28	1.41	1.78	4.25	4.89	5.95	7.65	9.78	12.11	14.24	17.07
137.1	450	1.35	1.48	1.90	4.50	5.18	6.30	8.10	10.35	12.82	15.04	18.07
144.7	475	1.43	1.57	2.02	4.75	5.46	6.65	8.55	10.93	13.54	15.91	19.07
152.3	500	1.50	1.64	2.14	5.00	5.75	7.00	9.00	11.50	14.25	16.75	20.07
Fricción Mecánica en H.P. a 1450 R.P.M.												
7.7	25	.06	.11	.15	.23	.28	.30	.34	.44	.60	.73	.95
11.2	50	.12	.17	.23	.30	.45	.48	.60	.75	.95	1.20	1.47
22.7	75	.19	.26	.35	.48	.71	.90	1.13	1.42	1.89	2.34	2.91
30.5	100	.25	.33	.45	.60	.95	1.20	1.60	1.90	2.40	2.90	3.67
38.1	125	.31	.40	.54	1.13	1.10	1.50	1.88	2.34	3.00	3.63	4.47
45.7	150	.38	.48	.64	1.35	1.41	1.80	2.25	2.85	3.60	4.35	5.37
53.3	175	.44	.55	.74	1.58	1.66	2.10	2.63	3.32	4.20	5.08	6.27
61.0	200	.50	.61	.82	1.80	1.90	2.40	3.00	3.80	4.80	5.80	7.17
68.5	225	.56	.68	.91	2.03	2.14	2.70	3.38	4.28	5.40	6.53	8.07
76.2	250	.63	.75	1.00	2.25	2.38	3.00	3.75	4.75	6.00	7.25	8.97
83.8	275	.69	.82	1.08	2.48	2.61	3.30	4.13	5.22	6.60	7.96	9.87
91.4	300	.75	.89	1.20	2.70	2.85	3.60	4.50	5.70	7.20	8.70	10.77
99.0	325	.81	.95	1.25	2.93	3.09	3.90	4.88	6.17	7.80	9.41	11.77
106.7	350	.88	1.03	1.30	3.15	3.33	4.20	5.25	6.65	8.40	10.15	12.47
114.3	375	.94	1.09	1.35	3.38	3.56	4.50	5.63	7.13	9.00	10.84	13.37
121.9	400	1.00	1.16	1.40	3.60	3.80	4.80	6.00	7.60	9.60	11.60	14.37
129.5	425	1.06	1.23	1.55	3.83	4.08	5.10	6.38	8.07	10.20	12.33	15.37
137.1	450	1.13	1.31	1.70	4.05	4.28	5.40	6.75	8.55	10.80	13.05	16.37
144.7	475	1.19	1.38	1.85	4.28	4.51	5.70	7.13	9.04	11.40	13.74	17.37
152.3	500	1.25	1.45	2.00	4.50	4.75	6.00	7.50	9.50	12.00	14.50	18.37



FRICCION MECANICA EN FLECHAS DE BOMBAS TURBINAS



HOJA DE INFORMACION TECNICA

Jacuzzi-Universal S.A.

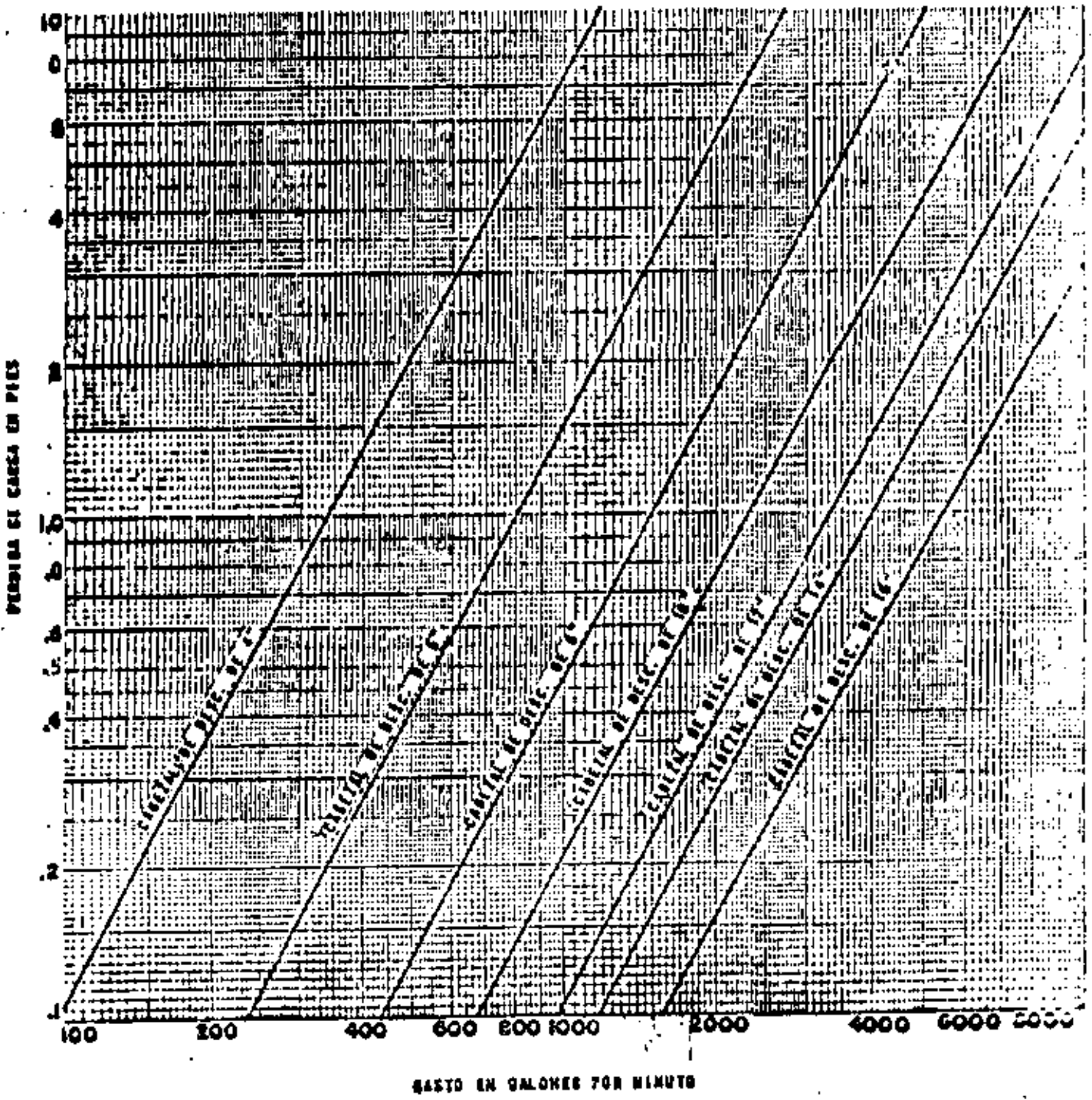
MONTERREY, N. L.

México, D. F. - Guadalajara, Jal.

Stamp area with fields for 'NOMBRE DEL CLIENTE', 'CATEGORIA', 'FECHA', 'LUGAR', 'CANTIDAD', 'VALOR', 'MATERIAL', 'OBSERVACIONES'.

19

GRAFICA DE PERDIDAS POR FRICCIÓN EN CABEZALES DE DESCARGA DE BOMBAS TURBINAS



PARA CONVERTIR GALONES A LITROS MULTIPLIQUE POR 3.785

FRICCION MECANICA
EN FLECHAS DE BOMBAS TURBINAS

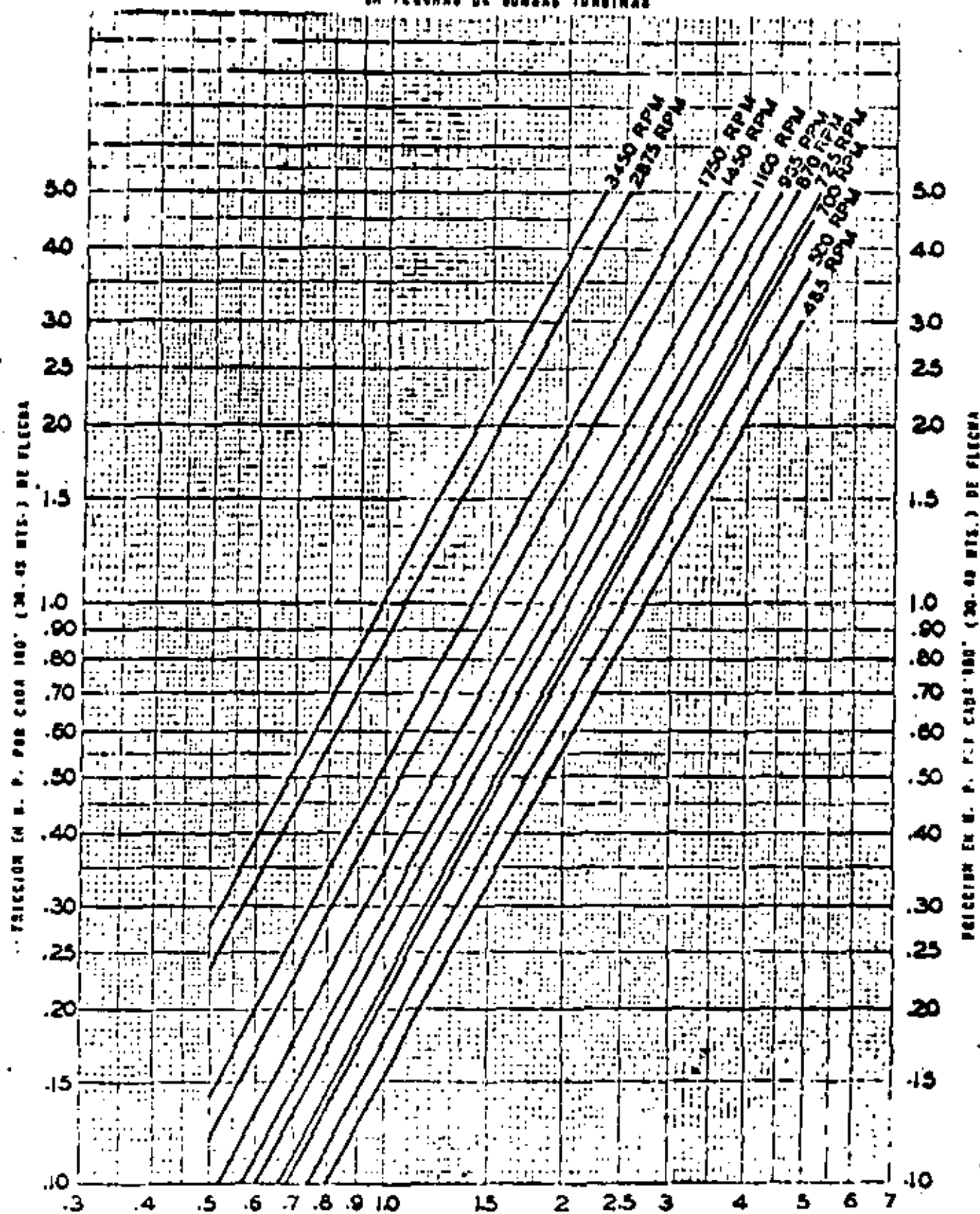


TABLA DE SELECCION DE FLEOMAS
DE ACERO C-1045

DIAMETRO DE LA FLECHA M.M. (Pulg.)	Velocidad (RPM)	* TRACCION EN LA FLECHA KPS. (LBS)								
		454	907	1,361	2,268	3,402	5,536	6,804	9,072	13,152
		1,000	2,000	3,000	5,000	7,500	10,000	15,000	20,000	30,000
Potencia Admisible - HP										
19.00 (3/4)	1,750	23.0	19.3	14.9	15.3					
	1,140	13.2	12.9	12.4	10.7					
	550	9.8	8.9	9.2	8.0					
23.6 (1)	3,500	94.9	93.8	93.0	89.5	82.5				
	1,750	47.5	47.2	46.7	45.0	41.5				
	1,140	31.3	31.1	30.8	29.7	27.3				
30.16 (1 3/16)	3,500	23.7	23.1	22.9	22.0	20.3				
	1,750	167	167	166	163	157	149			
	1,140	94.0	84.0	83.5	82.0	79.0	75.0			
36.81 (1 7/16)	3,500	41.0	41.0	40.7	40.0	38.6	36.6			
	1,750			294	294	289	283	254		
	1,140			149	146	145	142	133		
39.10 (1 1/2)	3,500			99.3	97.6	96.0	94.0	87.6		
	1,750			72.7	72.3	71.0	69.5	64.9		
	1,140			736	736	730	724	706		
42.46 (1 11/16)	3,500			169	169	166	163	154		
	1,750			111.2	110.7	109.2	107.2	101.4		
	1,140			82.6	82.1	81.1	79.6	75.2		
49.21 (1 15/16)	3,500			232	231	229	226	221	227	
	1,750			166	165	164	162	157	159	
	1,140			123	122	121	120	117	111	
53.54 (2 3/16)	3,500			193	192	190	187	182	184	
	1,750			259	258	257	252	244	227	
	1,140			192	192	191	187	182	174	
61.91 (2 7/16)	3,500			278	277	276	270	262	254	
	1,750			382	381	380	376	371	363	
	1,140			283	282	281	279	274	266	
69.26 (2 11/16)	3,500					816	815	810	802	794
	1,750					537	537	533	521	515
	1,140					398	398	395	387	381
76.26 (3 1/16)	3,500						1,070	1,067	1,054	1,046
	1,750						703	700	694	687
	1,140						520	518	515	509

* Se determina de acuerdo con las páginas 9 y 10 de esta misma Sección.

SELECCION DE LOS COPLES

TIPO DE IMPULSOR	TIPO DE COPLE	PROFUNDIDAD MAXIMA RECOMENDABLE MTS. (PIES)
Cerrado	Auto-desconexión	60.96 (200')
	No-retroceso	152.40 (500')
Semi-abierto	Auto-desconexión	30.48 (100')
	No-retroceso	60.96 (200')

Para profundidades mayores de las indicadas o para cargas totales que excedan los 600', dirijese al fabricante. Para grandes profundidades las cargas revíse el alargamiento de la flecha.

Jucuzzi-Universal, S.A.

MONTERREY, N. L.

México, D. F. - Guadalupe, Jal.

HOJA DE
INFORMACION
TECNICA

SELLO DEL IMPULSOR - JUEGO EXTREMO - CONSTANTE DE EMPUJE

TAZONES CON IMPULSOR CERRADO			TAZONES CON IMPULSOR SEMI-ABIERTO		
Modelo del Tazón	Juego Extremo (Pulgadas)	Constante de Empuje (Lbs./Pulg. de Carga)	Modelo del Tazón	Juego Extremo (Pulgadas)	Constante de Empuje (Lbs./Pulg. de Carga)
			M4	3/8	1.5
			M4	1/4	1.5
6LC	3/8	1.56	6LS	3/8	1.74
6LC	3/8	1.56	6LS	3/8	1.72
6NC	1/2	2.24	6NS	1/2	2.43
6NC	1/2	2.24	6NS	1/2	2.29
6XC	5/8	2.83	6XS	5/8	2.35
8LC	7/16	2.98	8LS	7/16	3.57
8LC	7/16	2.98	8LS	7/16	3.34
8NC	7/16	3.92	8NS	7/16	4.42
8NC	7/16	3.93	8NS	7/16	4.38
8XC	3/8	5.4	8XS	3/8	5.4
10LC	1/2	6.6	10LS	1/2	7.5
10LC-XD	1	6.6	10LS	1/2	7.5
10NC	5/8	6.6	10NS	5/8	7.5
10NC-XD	1	6.6	10NS	5/8	7.5
10XC	5/8	9.1	10XS	5/8	9.7
10XC-XD	1 1/4	8.1	10XS	5/8	9.7
10XC	7/8	10.3	10XS	7/8	11.2
10YC	3/4	10.3	10YS	3/4	11.4
10ZC	1/2	13.7	10ZS	1/2	13.5
12LC	7/4	10.6	12LS	7/8	12.5
12LC-XD	1 1/2	10.6	12LS	7/8	12.5
12NC	3/4	10.6	12NS	3/4	12.5
12XC-XD	1 1/4	10.6	12NS	3/4	12.5
12XC	3/4	16.5	12XS	3/4	19.0
12XC-XD	1 1/4	16.5	12XS	3/4	19.0
12XC	7/8	14.9			
14LC	7/8	17.2	14LS	7/8	19.7
14NC	7/8	21.8	14NS	7/8	23.4
14XC	7/8	21.8	14XS	7/8	25.2
14XC	7/8	21.8	14XS	7/8	23.4
16NC	1	24.9	16NS	1	28.9
16XC	1	24.9	16XS	1	29.5
20XC	1 1/2	25.0			
22XC	1 1/4	32.0			
24XC	2	50.0			
26XC	2 1/2	53.0			

* Consulte a la fábrica si se requiere juego adicional.

** El tipo 10 tiene construcción extra fuerte para colocarse a grandes profundidades.

NOTAS: 1 - El material de que se construyen normalmente los impulsores es el bronce. Todos los de 11

LISTA DE PRECIOS
Sujeta a nuestras condiciones
de venta publicadas.

JACUZZI - UNIVERSAL, S.A.

CATALOGO
DE TURBINAS
SECCION 230
PAGINA
MAR. 28 DE 1970

MONTERREY, N. L.
MEXICO, D. F. GUADALAJARA, JAL.

COLUMNA COMPLETA ESTANDAR

PARA BOMBAS TIPO TURBINA LUBRICADAS POR ACEITE
(PARA VELOCIDADES HASTA DE 2200 R. P. M.)

PRECIOS GRUPO X

Diámetro de la flecha mm. (Pulg.)	Diámetro de la Cubierta mm. (Pulg.)	DIAMETRO COLUMNA EXTERIOR (1)		CAPACIDAD MAXIMA (2)		PRECIOS		Peso Aprox. en Kgs. a Tramo de 30.5 Cms. (1*)		Agiación por cada 30.5 cms. (1") por flecha y Con- ple de acero in- oxidable.	
		Cms.	Pulg.	L.P.S.	G.P.M.	Tramos de 3.048	Tramos de 1.524	Aceite	Agua	Tipo 410	de 1100 120
						MIS. (10")	MIS. (5")				
19.1 (3/4")	31.8 (1 1/8")	1.6	3	3.5	35	\$ 1,100	\$ 750	6	5	\$ 30	\$ 40
		2.2	4	5.1	110	1,370	750	7	6		
		2.8	5	6.7	325	1,700	1,100	11	10		
28.0 (1")	38.1 (1 1/2")	2.4	3	3.7	40	1,370	800	7	6	80	70
		2.8	4	5.3	150	1,450	900	8	6		
		3.2	6	6.9	420	1,800	1,200	12	10		
37.7 (1 3/16")	49.8 (2")	3.2	4	4.9	110	2,250	1,450	15	13	100	100
		3.6	5	6.5	320	2,210	1,350	24	11		
		4.0	6	8.0	1120	2,500	1,640	16	14		
		4.4	7	9.5	2600	3,000	1,920	20	18		
46.1 (1 7/8")	61.5 (2 1/2")	4.0	5	5.7	400	3,720	2,370	26	24	120	160
		4.4	6	7.3	1120	3,670	2,210	27	19		
		4.8	7	8.8	3700	4,300	2,720	29	25		
		5.2	8	10.4	4700	4,500	2,720	29	25		
49. (1 11/16")	63.5 (2 1/2")	4.8	6	7.5	400	2,800	1,790	17	13	140	160
		5.2	7	9.1	1120	3,160	2,050	20	16		
		5.6	8	10.6	3200	3,620	2,300	23	20		
		6.0	9	12.1	4700	4,200	2,810	24	20		
49. (1 11/16")	76.2 (3")	5.2	7	7.9	400	3,400	2,050	18	14	140	180
		5.6	8	9.5	1120	3,700	2,250	21	17		
		6.0	9	11.0	3200	4,120	2,570	24	21		
		6.4	10	12.6	4700	4,550	3,060	25	21		
49.7 (1 55/16")	76.2 (3")	5.6	7	8.3	1100	3,000	2,390	22	18	165	230
		6.0	8	9.9	3200	4,340	2,700	26	22		
		6.4	9	11.4	4700	5,160	3,210	27	24		
55.6 (2 1/8")	89.5 (3 5/8")	6.0	8	12.1	1700	5,850	3,500	29	23	220	260
		6.4	9	13.7	3500	6,570	4,000	35	29		

(1) Normalmente se suministran Rescas a Tapa.

(2) Basada en pérdida por fricción de la columna de 100 MIS. (5") por cada 30.5 MIS. (100").

*** No es apropiada para usarse en velocidades de 1425 R.P.M. y 2000 R.P.M.

* Normalmente no se tiene disponible en inventario por pieza. Consulte a la Factoría.

** PRECAUCION: Para flechas de acero inoxidable tipo 303, el fabricante admite para transmitir al columna

JACUZZI - UNIVERSAL, S.A.

LISTA DE PRECIOS
 Sujeto a nuestras condiciones
 de venta y a cambios sin pre-
 vio aviso.

MONTERREY, N. L.

MEXICO D. F. GUADALAJARA, JAL.

COLUMNA COMPLETA ESTANDAR

PARA BOMBAS TIPO TURBINA LUBRICADAS POR AGUA O ACEITE

PARA VELOCIDADES HASTA DE 2,200 R.P.M., LOS PRECIOS INCLUYEN:

LUBRICACION POR ACEITE - Sección de 3.0' (10'');

Sección Superior.- El precio está considerado como una sección de 3.05 Mts. (10') e incluye: -
 1.83 Mts. (6') de flecha de extensión con cople, 1.52 Mts. (5') de cubierta interior, cu-
 bierta interior de extensión, cubierta interior adaptadora, dos chumaceras de bronce y -
 3.05 Mts. (10') de columna exterior B. A. C. (Rosca en ambos extremos).

Sección Intermedia.- Incluye: 3.05 Mts. (10') de flecha con cople, dos tramos de cubierta intg-
 rior de 1.52 Mts. (5'), dos chumaceras de bronce y 3.05 Mts. (10') de columna exterior -
 con cople.

LUBRICACION POR AGUA - Sección de 3.05 Mts. (10'');

Sección Superior e Inferior.- El precio de estas dos secciones es igual al de una sección in-
 termedia de 3.05 Mts. (10').

Sección Superior.- Incluye aproximadamente 1.22 Mts. (4') de flecha de extensión con cople y -
 1.83 Mts. (6') de columna exterior.

Sección Inferior.- Incluye 1.52 Mts. (5') de flecha de extensión metalizada en los puntos de -
 contacto con la chumacera de hule de la araña, cople para la flecha, araña de bronce con
 chumacera de hule y 1.52 Mts. (5') de columna exterior con cople.

Sección Intermedia.- Incluye 3.05 Mts. (10') de flecha metalizada en los puntos de contacto -
 con la chumacera de hule de la araña, cople para la flecha, araña de bronce con chumacera
 de hule y 3.05 Mts. (10') de columna exterior con cople.

PARA VELOCIDADES DE 2,200 R.P.M., A 3,600 R.P.M.:

LUBRICACION POR ACEITE - Sección de 3.05 Mts. (10''); PARA OBTENER SU PRECIO ADICIONE A CADA SECCION
 LA MITAD DEL PRECIO DE LISTA DE LA CUBIERTA INTERIOR Y FLECHA CORRESPONDIENTES DE LA PAGINA
 NO. 5 DE ESTA MISMA SECCION.

Los precios incluyen: 3.05 Mts. (10') de flecha con cople, tres tramos de cubierta interior de 1.02
 Mts. (3'-6"), tres chumaceras de bronce y 3.05 Mts. (10') de columna exterior con cople.

LUBRICACION POR AGUA. - Sección de 3.05 Mts. (10'') - El precio de cada sección de 3.05 Mts. (10'') -
 es igual al de los dos tramos de 1.52 Mts. (5').

Los precios incluyen: dos tramos de 1.52 Mts. (5') de flecha metalizada en los puntos de contacto -
 con la chumacera de hule de la araña, dos coples para las flechas, dos arañas de bronce con -
 chumaceras de hule y dos tramos de 1.52 Mts. (5') de columna exterior con cople.

Incluye sin cargo adicional, una araña de hule por cada 12.19 Mts. (40') de columna lubricada por -
 aceite.

NOTA: La Columna Estándar está de acuerdo con las siguientes especificaciones:

ANNA 4101-60

AGA 858 1 - 1971

LISTA DE PRECIOS
Sujeta a nuestras condiciones
de venta publicadas.

JACUZZI - UNIVERSAL, S.A.

MONTERREY, N. L.
MEXICO, D. F. GUADALAJARA, JAL.

84 89
CATALOGO
DE TURBINAS
SECCION 2300
PAGINA 13
MAR. 28 DE 1970

22

ACCESORIOS

PRECIOS GRUPO X
TUBERIA Y COPLES

MEDIDA (mm. [Inch.])	3.05 Mts. (10")		1.52 Mts. (5")		PESO EN KGS. (LBS. [Kg.])	COPLES NEGROS	
	R.A.E.	R.U.E.	R.A.E.	R.U.E.		PRECIO UNIT.	PRECIO TOTAL
1.52 (6")	1 650	830	5 240	3 210	3 100	3 140	1.00
1.27 (5")	540	520	330	290	1 200	260	2.2
1.02 (4")	430	360	490	430	1 100	270	2.5
0.76 (3")	1 680	1 050	610	570	1 100	370	2.9
0.51 (2")	1 410	1 210	790	750	1 100	510	2.7
0.25 (1")	2 100	2 030	1 150	1 050	1 100	650	2.5
0.25 (1")	740	720	410	390	1 100	270	2.5
0.25 (1")	620	590	510	480	1 100	360	2.5
0.25 (1")	1 250	1 250	730	690	1 100	510	2.5
0.25 (1")	1 540	1 440	670	790	1 100	650	2.5

A. A. E.: Rosca en ambos extremos (Sin Cople)
R. U. E.: Rosca en un extremo (Sin cople)

NOTA: Para tramos menores de 1.52 Mts. (5") se aplica el precio del tramo de 1.52 Mts. (5")
Para tramos entre 1.52 Mts. (5") y 3.05 Mts. (10") se aplica el precio del tramo de 3.05 Mts. (10")

Lubricación por aceite: Especificárese si se requieren roscas a tope o cónicas.
Lubricación por agua: Se recomiendan solamente las roscas a tope.

COLADERAS TIPO CONICO

MEDIDA (mm. [Inch.])	CON COPLE (R.A.E.)		CON NIPLE FISCADO		Peso Aprox. Kgs.	Largo Aprox. (mm. [Inch.])
	Modelo	Precio	Modelo	Precio		
1.52 (6")	54c-3c	5 170	54c-3n	5 170	7	24.25 (9.54")
1.27 (5")	54c-4c	220	54c-4n	270	4	22.25 (8.75")
1.02 (4")	54c-6c	300	54c-6n	300	15	21.25 (8.37")
0.76 (3")	54c-8c	430	54c-8n	430	14	20.25 (7.97")
0.51 (2")	54c-10c	770	54c-10n	770	21	19.25 (7.58")
0.25 (1")	54c-12c	870	54c-12n	820	28	18.25 (7.18")



modelo 54c

COLADERA TIPO CANASTA

MEDIDA (mm. [Inch.])	CON NIPLE (R.A.E.)		CON NIPLE FISCADO		Peso Aprox. Kgs.	Dimensiones de la canasta	
	Modelo	Precio	Modelo	Precio		DIAM. (K.G.) (mm. [Inch.])	ALTO (mm. [Inch.])
1.52 (6")	54j-3	5 270	54j-3	5 270	5	25.25 (9.94")	25.25 (9.94")
1.27 (5")	54j-4	270	54j-4	270	4	24.25 (9.54")	24.25 (9.54")
1.02 (4")	54j-6	400	54j-6	450	3	23.25 (9.14")	23.25 (9.14")
0.76 (3")	54j-8	510	54j-8	510	1	22.25 (8.75")	22.25 (8.75")
0.51 (2")	54j-10	730	54j-10	730	19	21.25 (8.37")	21.25 (8.37")
0.25 (1")	54j-12	820	54j-12	820	21	20.25 (7.97")	20.25 (7.97")



modelo 54j

SE
 DE Y...
 SECCION...
 A G...
 A. 28 DE 1970

BUZZI - UNIVERSAL S.A.

LISTA DE PRECIOS
 Sujeta a nuestras condiciones
 de venta publicadas.

MONTERREY, N.
 MEXICO 117 GUADALAJARTE, 121

COLADERAS Y VALVULAS DE PIE

PRECIOS GRUPO X
 COLADERAS TIPO CANASTA
 PARA BOMBAS TIPO TURBINA CON CAMPANA DE SUCCION



Modelo 547

Coladera con armazón
 de acero y tela de
 nylon 50/226.

MODELO No.	PRECIO	Diámetro Exterior Nominal del tarón cms. (pulg.)	Dimensiones de la Coladera			Peso Aprox. Kgs.
			Diámetro Exterior cms. (pulg.)	Altura cms. (pulg.)	Malla n.m. (pulg.)	
547-6	\$ 480	15.24(6")	14.42 (7 1/4")	15.24 (6")	13 x 13 (1/2" x 1/2")	4
547-8	540	20.32(8")	20.50 (9 1/4")	15.24 (6")	13 x 13 (1/2" x 1/2")	5
547-10	640	25.40(10")	28.58 (11 3/4")	25.40 (10")	19 x 19 (3/4" x 3/4")	7
547-12	750	30.48(12")	33.66 (13 1/4")	25.40 (10")	19 x 19 (3/4" x 3/4")	8
547-14	870	35.56(14")	38.74 (15 1/4")	30.48 (12")	19 x 19 (3/4" x 3/4")	10
547-16	960	40.64(16")	55.42 (22")	30.48 (12")	25 x 25 (1" x 1")	17
547-18	1,070	45.72(18")	60.96 (24")	30.48 (12")	25 x 25 (1" x 1")	18
547-20	1,120	50.80(20")	65.58 (27")	30.48 (12")	25 x 25 (1" x 1")	20
547-24	1,160	62.96(24")	71.28 (32")	47.64 (19")	25 x 25 (1" x 1")	23
547-28	1,260	71.12(28")	96.52 (38")	45.72 (18")	25 x 25 (1" x 1")	24

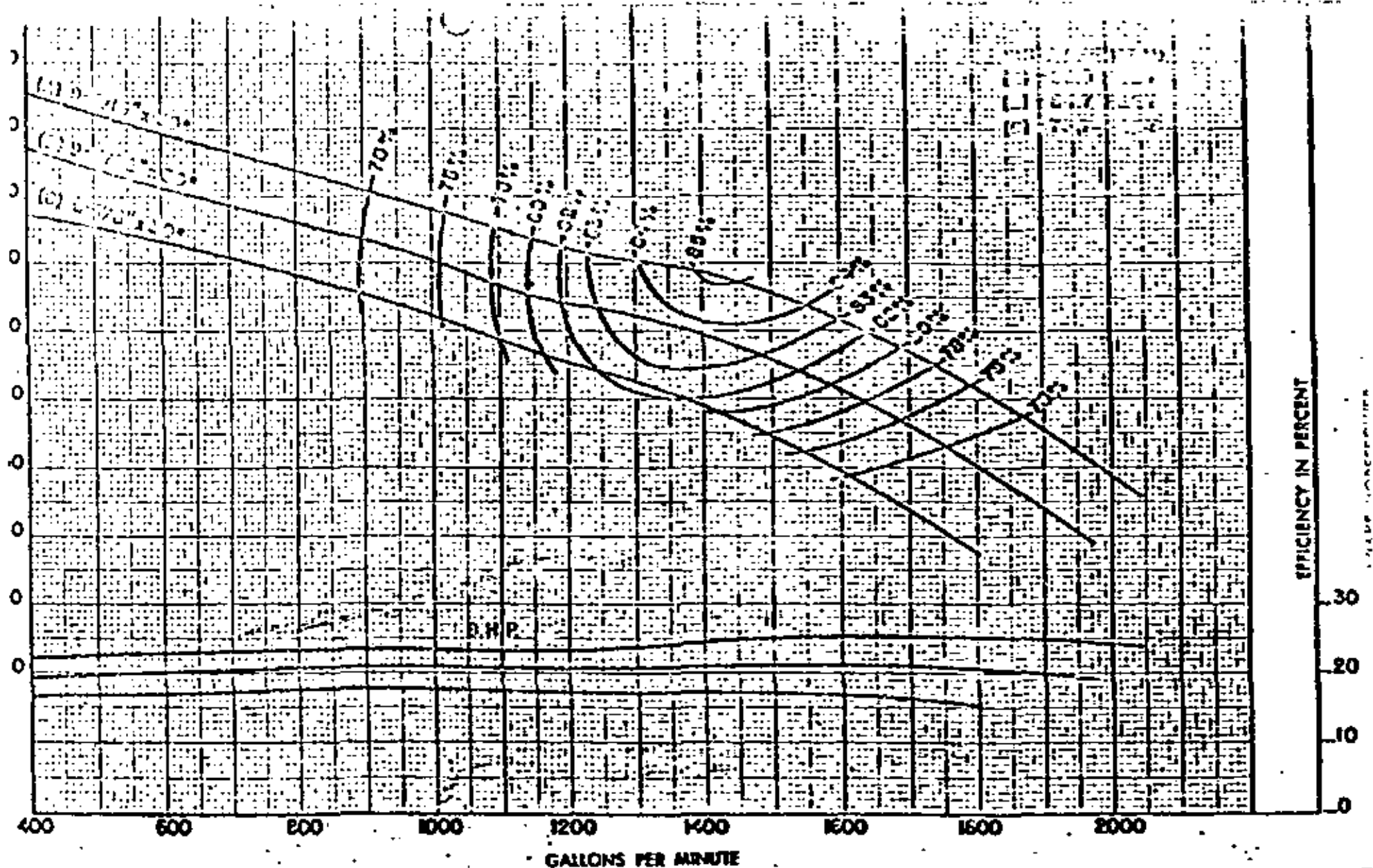
VALVULAS DE PIE DE FIERRO CON COLADERA



Modelo 548

Diám. Ext. cms. (pulg.)	MODELO No.	PRECIO	DIMENSIONES		Peso Aprox. Kgs.
			Diám. Ext. cms. (pulg.)	Largo total cms. (pulg.)	
7.62(3")	548-3	\$ 480	12.38(4 7/8")	20.32(8")	4
12.14(4")	548-4	510	14.51(4 1/2")	24.77(9 3/4")	11
15.24(6")	548-6	790	21.91(8 5/8")	32.70(12 3/4")	24
20.32(8")	548-8	1,320	27.72(11")	40.64(16")	44
25.40(10")	548-10	1,750	33.66(13 1/4")	45.72(18")	77

(Esta válvula de pie permite un flujo sin restricción alguna, y opera de una manera silenciosa. Se limpia por sí misma y posee un filtro rasador reemplazable.



Cutler-Hammer
TURBINE PUMPS

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of gas, air or abrasives, and with bowls properly adjusted and submerged.

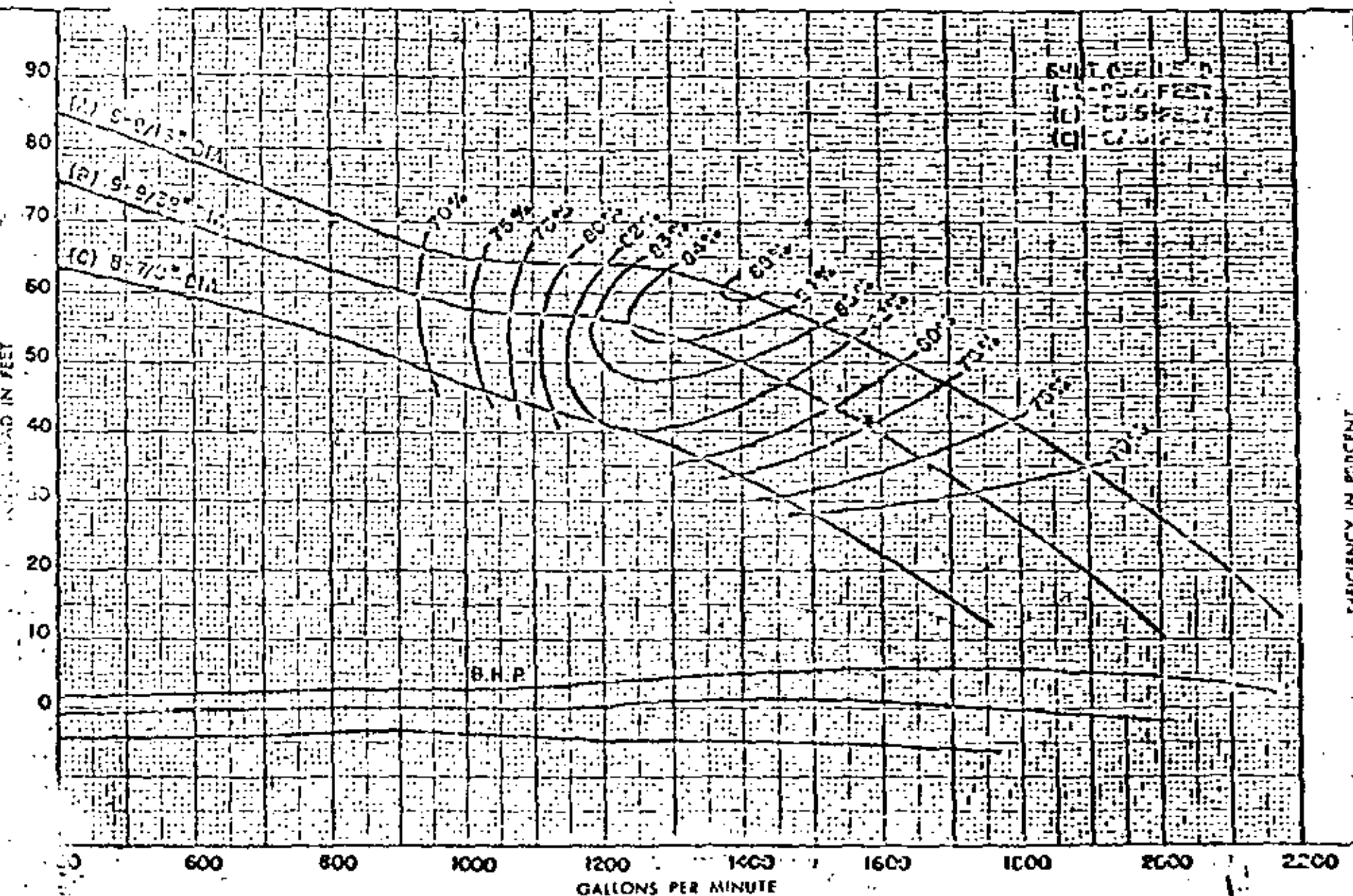
5-7-25

NUMBER OF BOWLS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-4
2	-2
3	-1

Change in efficiency may affect both head and horsepower.

Bowl Dia. 11-1/4 in.
 Bowl No. 2915 CL ENAMEL
 Impeller No. 2914 BRONZE
 Eye Area 32.4 sq. in.
 Imp. Type CLOSED K=155

STAGE PERFORMANCE	
Curve No.	12H-31
E. P. M.	1700
Bowl	12HC



97

EFFICIENCY IN PERCENT

TURBINE PUMPS

Performance based on pumping
 clear, fresh water at a temper-
 ature not over 85°F, and free of
 gas, air or abrasives, and with
 bowl properly adjusted and sub-
 merged.

NUMBER OF BOWLS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-4
2	-2
3	0

Change in efficiency effect
 10% change in efficiency

Bowl Dia. **11-1/4 in.**
 Bowl No. **2015-S C.I. ENNIS.**
 Impeller No. **2953 BRONZE**
 Eye Area **3245 sq. in.**
 Imp. Dia. **5.011-07.70 1.419**

STAGE PERFORMANCE
 Curve No. **11-1/4-11**
 E. P. M. **(16)**
 Bowl **(16)**

97

XI.- EJEMPLO DEL PROYECTO-DE UNA PLANTA DE BOMBEO.

Para regar una superficie de terreno de 5000 Ha., se tiene necesidad de bombear un gasto de $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ a una altura máxima de 33.00 m. Para el desarrollo del proyecto, se proporcionan además los siguientes datos:

Fuente de abastecimiento.	Río.
Nivel de aguas mínimo normales en la succión.	Elev. 1569.00 m.s.n.m.
Nivel de aguas máximo normales en la succión.	Elev. 1575.00 m.s.n.m.
Nivel de aguas máximo extraordinario.	Elev. 1580.00 m.s.n.m.
Nivel del agua en la descarga.	Elev. 1584.00 m.s.n.m.
Longitud de la tubería de conducción.	$L = 80 \text{ m.}$
Voltaje en alta tensión de la energía eléctrica.	$V = 13200 \text{ Volts.}$
Frecuencia.	$f = 60 \text{ c.p.s.}$

XI.1.- Tipo de bomba.

Generalmente el tipo de bomba que conviene escoger cuando se trata de Plantas de Bombeo cuya fuente de abastecimiento es un

rfo, es la bomba vertical para cárcamo húmedo, es decir, aquella que trabaja ahogada en el agua con la flecha de transmisión en posición vertical. Las razones fundamentales por las que se escoge este tipo de bomba son:

- 1o.- El motor eléctrico puede quedar a la altura que se desee y a salvo de inundaciones.
- 2o.- No existe problema de cebado, como sucede en las bombas horizontales.
- 3o.- La carga neta de succión positiva disponible se puede aumentar al valor que se requiera.
- 4o.- Ocupa poco espacio.

XI.2.- Número de unidades.

Para determinar el número de unidades que se instalará en la planta, el método más sencillo que se sigue es proponer 2 ó 3 tamaños diferentes de bombas que nos resultará un determinado número de cada tamaño y comparando cada uno de ellos en cuanto a su costo inicial y de operación. Para decidir sobre la mejor alternativa, básicamente se considerarán que el metro cúbico bombeado se obtenga al mínimo costo. Los factores que nos determinan el costo del metro cúbico y que deberán analizarse con detalle son: Los costos iniciales y costos de operación. En los primeros se comparan costos del equipo, tomando en cuenta la vida útil y calidad del mis-

mo, en los segundos se toma en cuenta la eficiencia con que van a trabajar, seleccionando aquel que cumpla con la máxima eficiencia. Otro factor que deberá analizarse es la flexibilidad en la operación, ya que en ocasiones las demandas de riego son muy variables que hacen que los equipos se encuentren arrancando en periodos muy cortos de tiempo, lo que afecta su vida útil y los problemas de reparación y mantenimiento se presentan con más frecuencia.

En este proyecto no se analizarán los factores antes mencionados sino que arbitrariamente consideramos que con la instalación de 6 unidades se obtiene el metro cúbico al mismo costo y la flexibilidad en la operación es aceptable. Se hace esta suposición porque el análisis comparativo resultará laborioso, además de que algunos datos son difíciles de conseguir y no se está en posibilidad de hacerlo por falta de tiempo.

Como se instalarán 6 unidades de bombeo, cada una de ellos deberá suministrar un gasto de $0,833 \text{ m}^3/\text{seg.}$ para que el total del gasto sea de $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$

XI.3.- Cálculo de la carga total.

Para seleccionar el equipo de bombeo se requiere conocer otro dato importante, además el gasto, que es la carga que deberá desarrollar cada bomba para que suministre el gasto requerido.

La carga que desarrollará la bomba se determina sumando la carga estática, pérdidas por fricción

y la carga de velocidad.

Debido a que existirá en el rfo variaciones - en el nivel del agua, se presentarán valores distintos de carga estática y por lo tanto las bombas trabajarán con carga variable. Se determinarán los valores de la carga máxima y - mínima con que normalmente trabajarán las bombas.

XI.3.1.- Carga estática máxima.

La carga estática máxima es:

$$h_{em\acute{a}x.} = 1584.00 - 1569.00 = 15 \text{ m.}$$

XI.3.2.- Pérdidas de carga.

Para determinar las pérdidas de carga es necesario conocer el diámetro de la tubería por la cual se conducirá el - agua hasta su descarga.

Se hace hincapie en que es muy importante la selección adecuada del diámetro - de una tubería que se utilizará para - conducir el agua que suministren equipo de bombeo, ya que una selección inadecuada del diámetro de la tubería, redundará en un aumento de los costos iniciales del equipo o de los costos de - operación. Para un determinado gasto, mientras mayor sea el diámetro de la tubería los costos iniciales aumentará y

92

..47

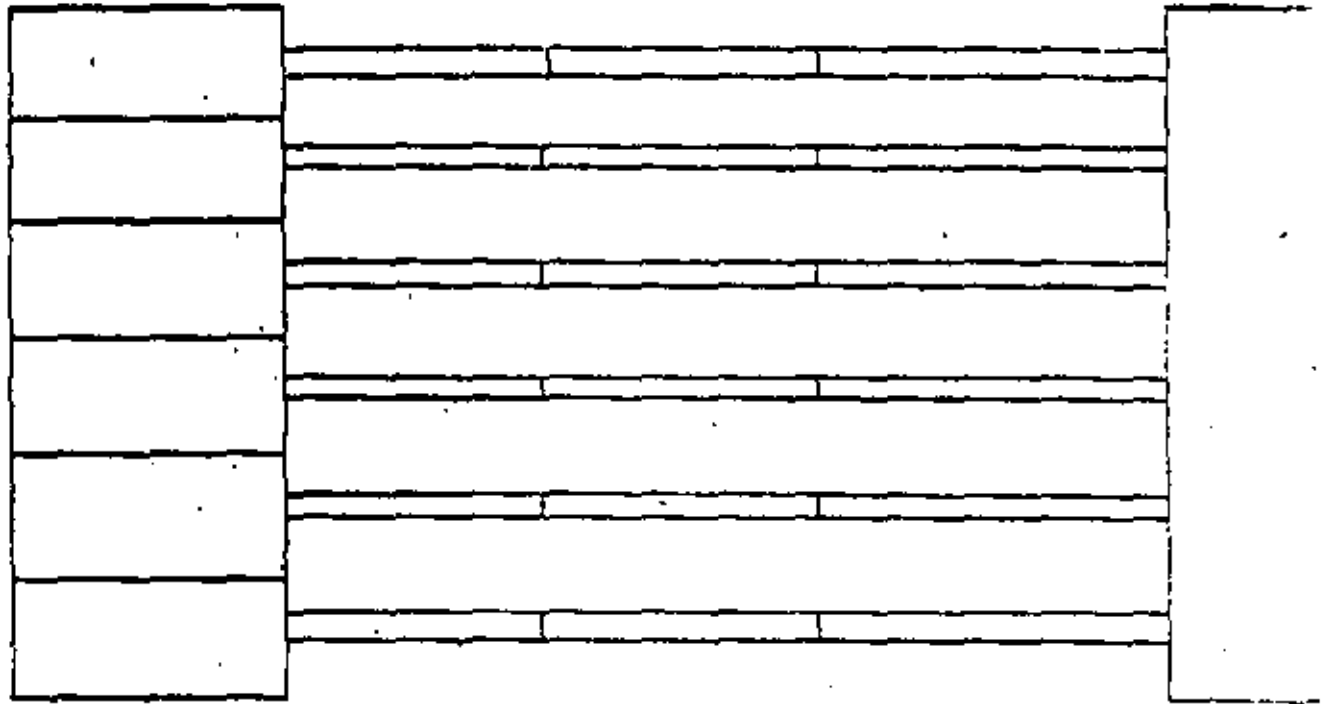
los de operación disminuirán y viceversa, mientras menor sea el diámetro, - los costos iniciales disminuirán y las de operación aumentarán. Por esta razón es importante establecer un balance económico de tal manera que los costos iniciales y de operación sean los mínimos para un determinado diámetro. Un análisis de costos para establecer el balance económico que decidirá el diámetro económico de la tubería, resulta laborioso hacerlo, en este Proyecto, por lo que para determinar el diámetro se tomará como base de que la velocidad en la tubería no deberá exceder de 2 m/seg.

Sustituyendo. El diámetro de la tubería será:

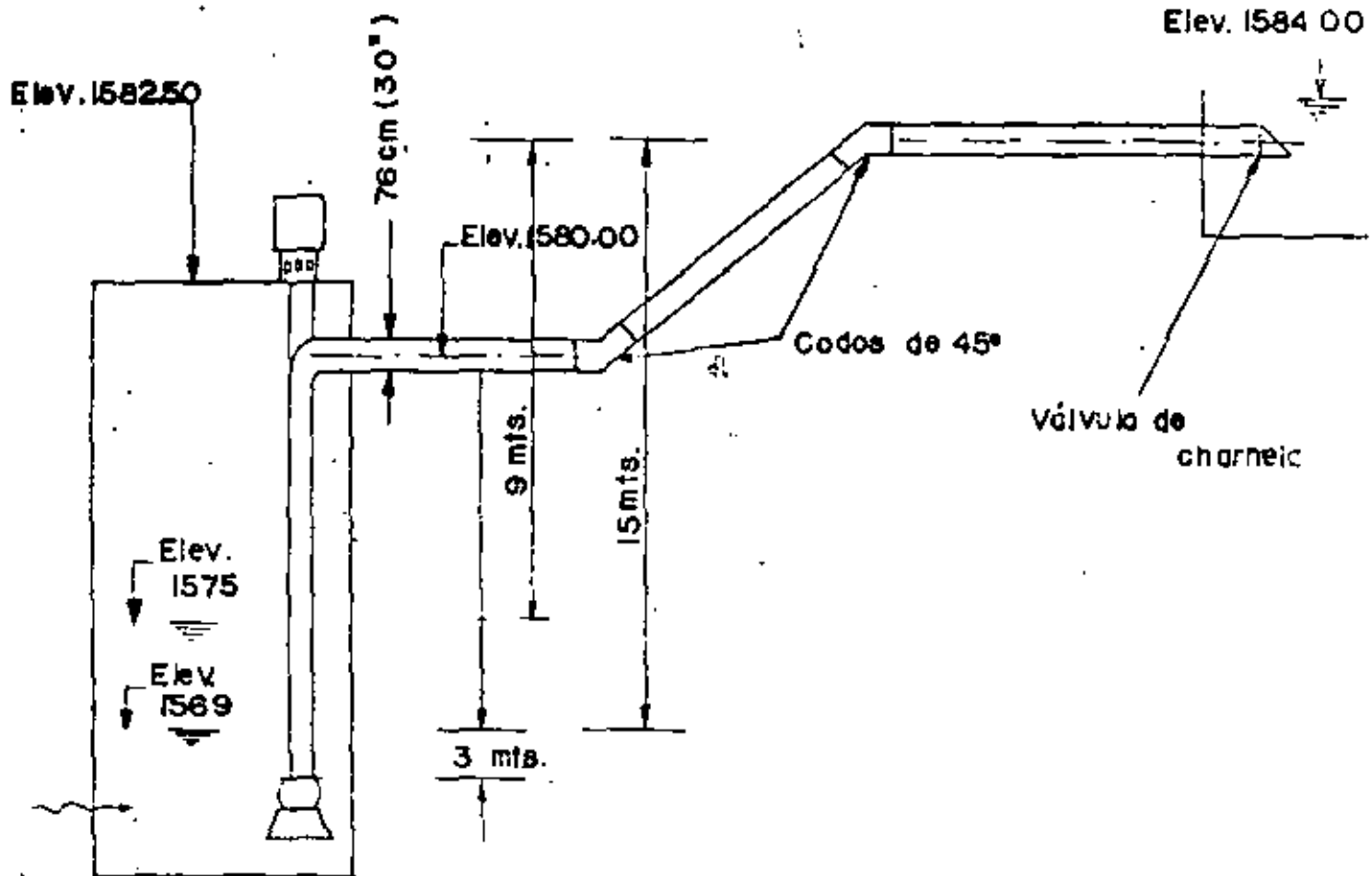
$$D = \sqrt{\frac{0.833}{2 \times 0.785}} = \sqrt{0.53} = 0.729 \text{ m.}$$

El diámetro comercial inmediato superior es de 76.2 cm. (30") por lo que se elegirá este diámetro.

Antes de calcular las pérdidas de carga, se ilustra en el siguiente esquema la disposición de las tuberías de descarga.



PLANTA



ELEVACION

94

..48

En las hojas de pérdidas por fricción se observa los distintos valores de - pérdidas y son como sigue:

Columna:

$$h_{f_c} = \frac{0.05}{10} \times 46' = 0.23 \text{ ft} = 0.07 \text{ m.}$$

Codo Cabezal:

$$h_{f_{c_0}} = 0.18 \text{ ft} = 0.05 \text{ m.}$$

Tuberfa y codos de 45°.

$$L_{\text{codos}} = 22.8$$

$$L_t = 80 + 22.8 = 102.8 \text{ m} = 337 \text{ ft}$$

$$h_{f_t} = \frac{0.36}{100} \times 337 = 1.21 \text{ ft} = 0.36 \text{ m.}$$

Válvula de charnela:

$$h_{f_v} = 0.052 \text{ ft} = \underline{0.01}$$

$$\text{S U M A .} \quad 0.49 \text{ m.}$$

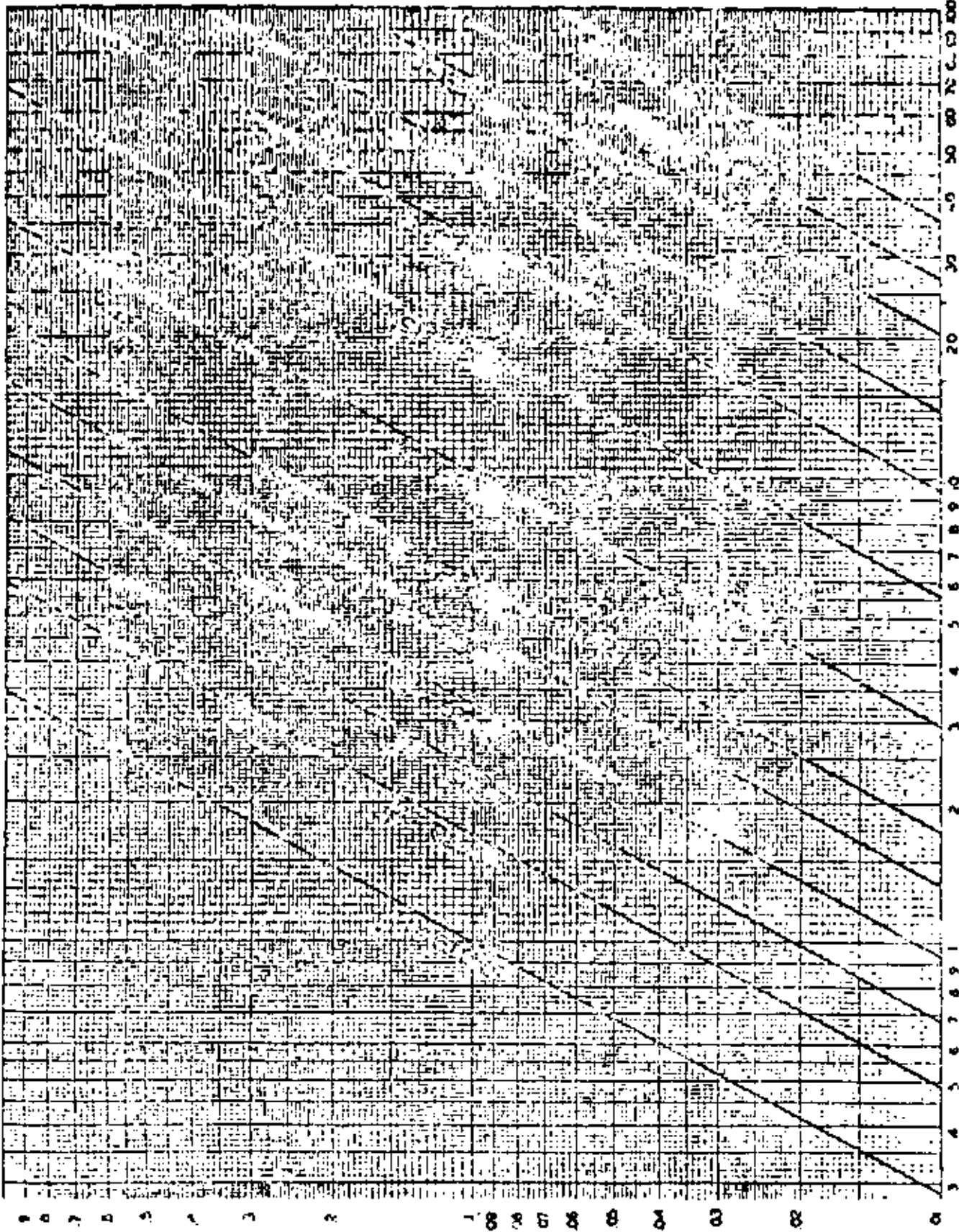
Carga de Velocidad:

$$h_f = 0.64 \text{ ft} = \underline{0.19}$$

$$\text{T O T A L .} \quad 0.68 \text{ m.}$$

TABLE I 95

HEAD LOSS PER 10 FEET OF ADDITIONAL COLUMN



HEAD LOSS PER 10 FEET OF ADDITIONAL COLUMN

CAPACITY IN GPM



96

HEAD LOSS CHART FOR LIGHT FLAP VALVES

Sizes Noted are Diameters in Inches

TABLE J

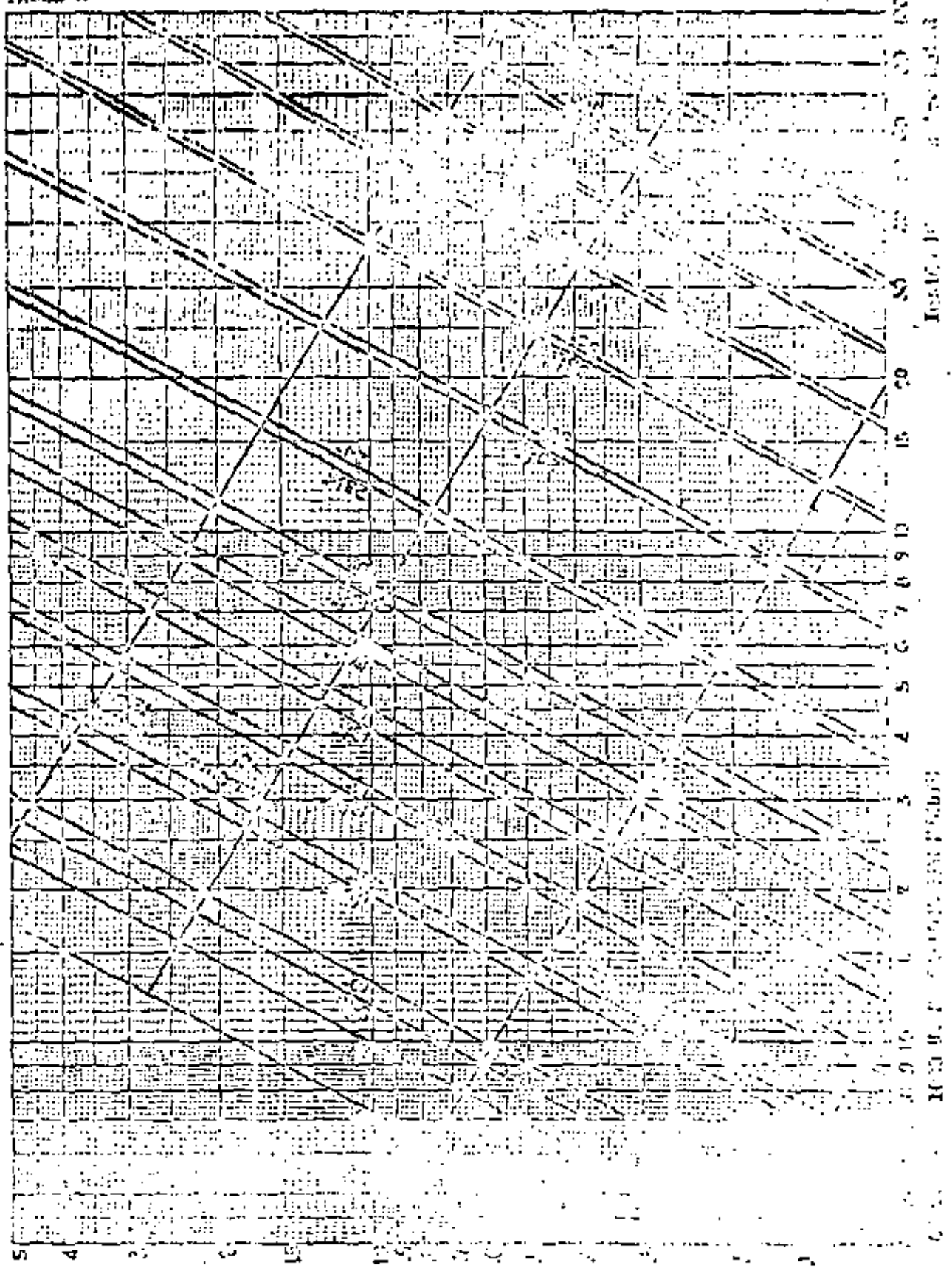


HEAD LOSS IN FEET

U. S. GOVERNMENT PRINTING OFFICE

Based on the William & Hazen Formula $C = 130$

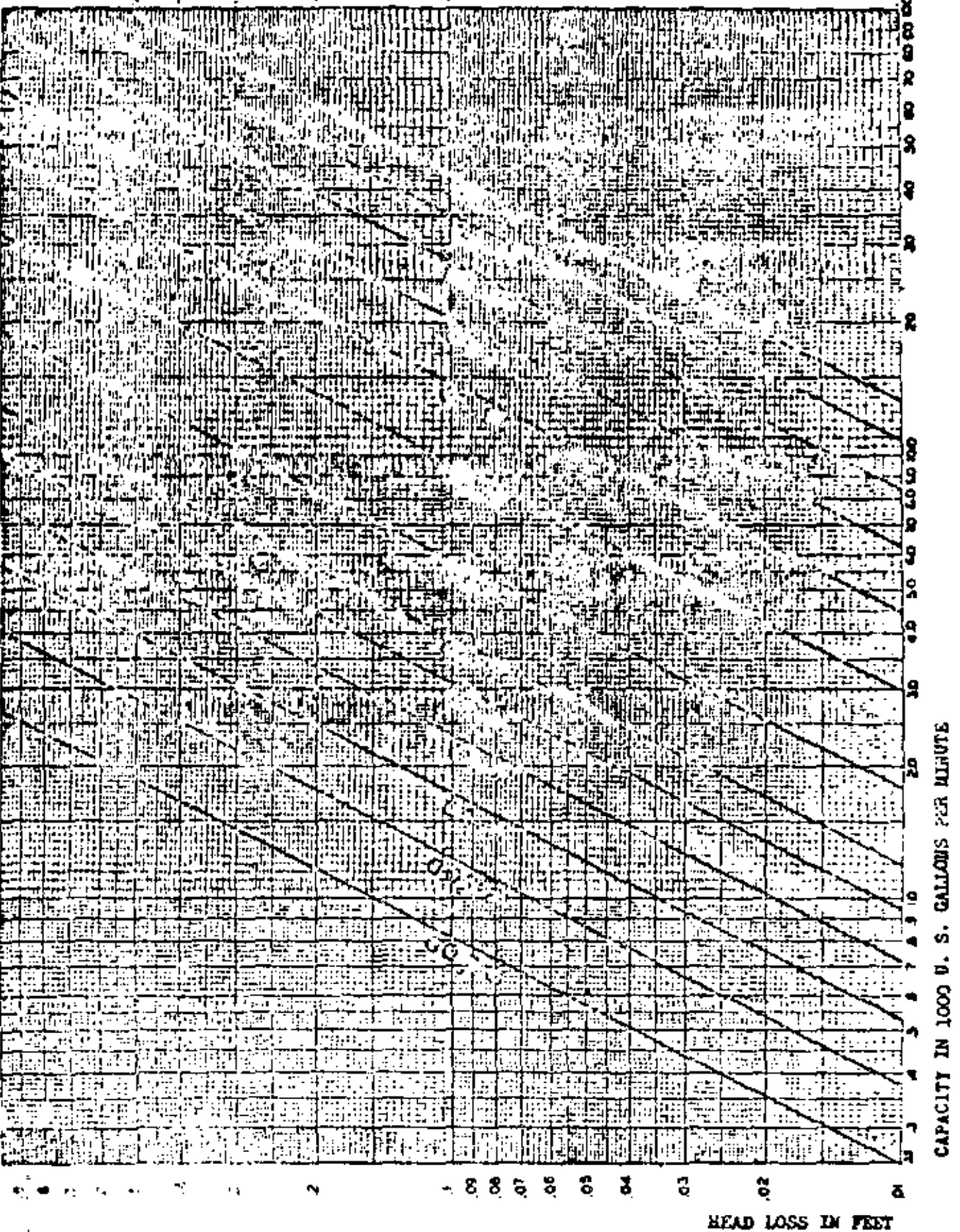
TABLE II



HEAD LOSS IN FEET PER 100 FEET OF STRAIGHT PIPE

HEAD LOSS CHART FOR STANDARD VANED ELBOW
(Hydraulic losses shown are for vanned turn only)

TABLE K



La carga máxima total será:

$$\begin{aligned} H_{\text{máx.}} &= 15 + 0.68 \\ &= 15.68 \text{ m. (51')} \end{aligned}$$

La carga mínima total será:

$$\begin{aligned} H_{\text{mín}} &= 9 + 0.68 \\ &= 9.68 \text{ m. (31.7')} \end{aligned}$$

XI.4.- Selección de la bomba.

Con los datos de gasto de $0.833 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (13203 G.P.M.) y carga máxima de 15.68 m. (51 ft), - seleccionamos la bomba marca Byron Jackson 30 HxH 1 paso, a 885 r.p.m. con eficiencia de - 83%. Nótese que el punto de operación se localiza en la parte izquierda de la zona de máxima eficiencia, esto es con el fin de mejorar la eficiencia, ya que al subir el nivel - del agua en el cárcamo. La carga que desarrolle la bomba disminuirá y el punto de operación tenderá a desplazarse hacia el lado derecho de la curva en tanto se observan eficiencias más altas.

XI.5.- Selección de la máquina motriz.

Las máquinas que usualmente se emplean para el accionamiento de las bombas, son los motores eléctricos y los de combustión interna. Estos últimos se utilizan en aquellos lugares donde no se dispone de energía eléctrica; su costo - de operación es mayor que el de los motores -

eléctricos, tienen la ventaja de que la velocidad de operación se puede variar para obtener gastos diferentes y desventaja de que su costo inicial es alto. Los motores eléctricos son siempre preferidos para mover las bombas centrífugas por su bajo costo inicial, bajo costo de operación y reducción de los problemas de reparación y mantenimiento.

En nuestro proyecto seleccionaremos el motor eléctrico para impulsar las bombas, que las ventajas que se han señalado arriba.

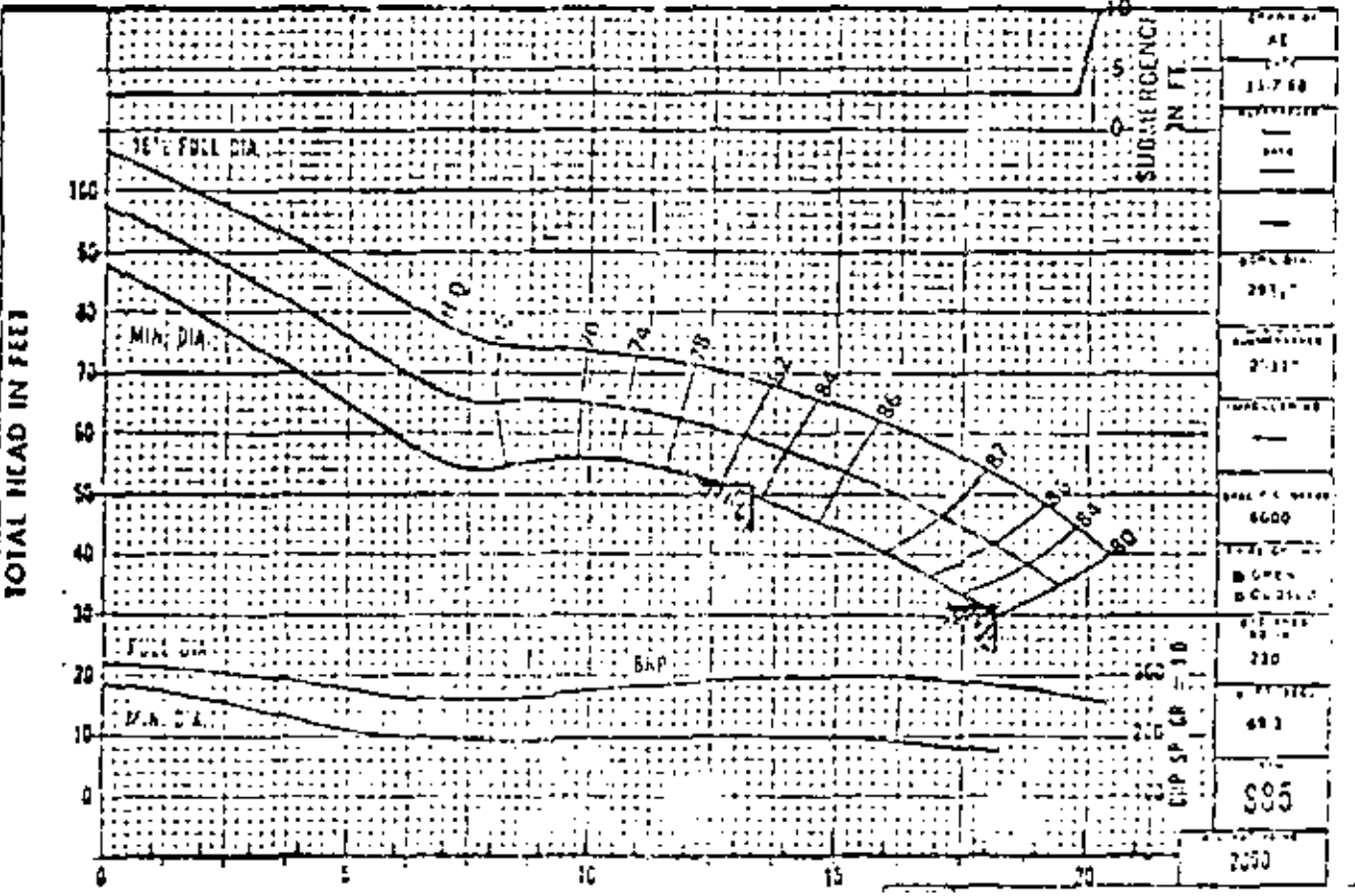
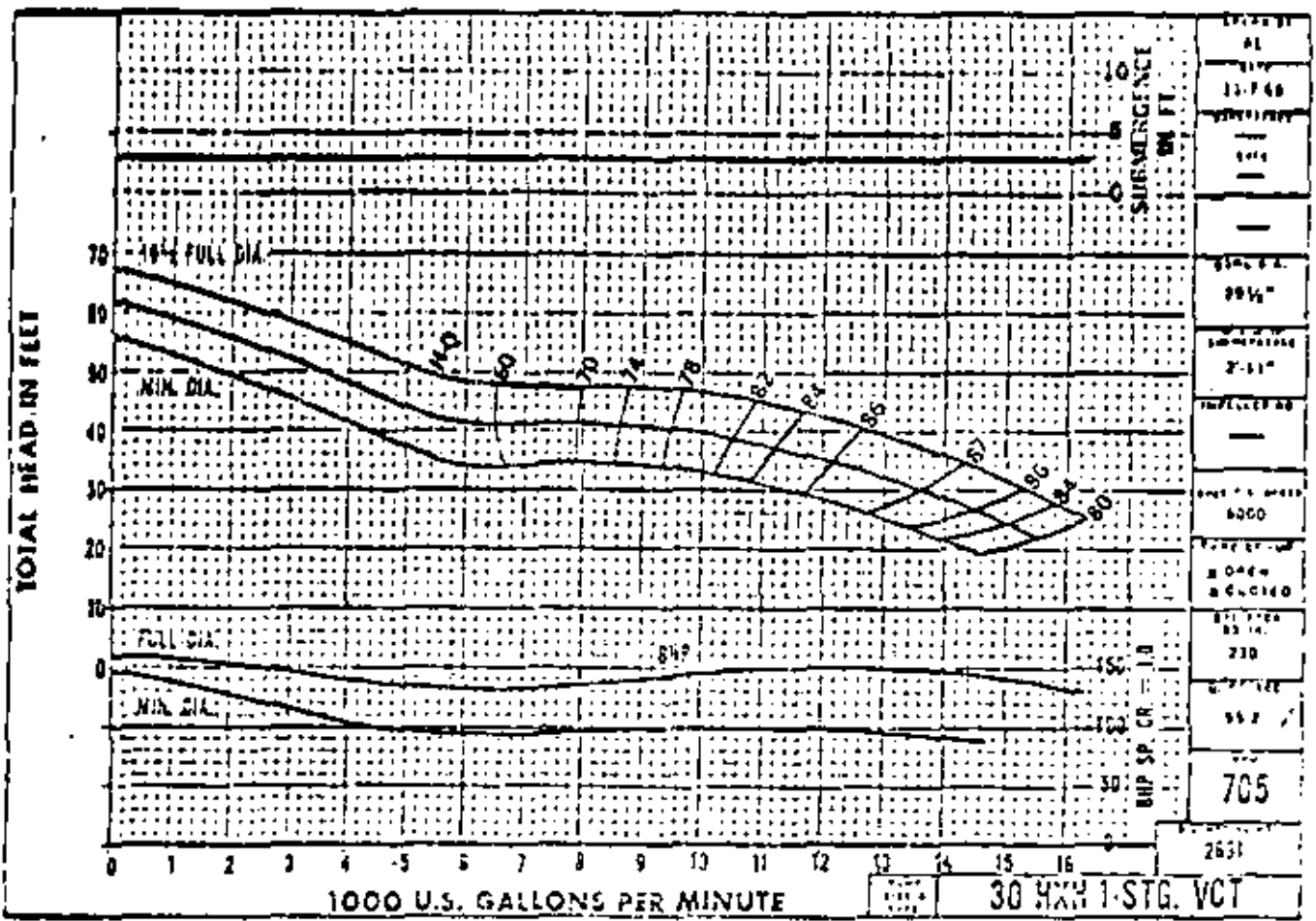
La capacidad del motor eléctrico dependerá de la potencia requerida por la bomba, esta potencia se calcula como sigue:

$$N = \frac{833 \times 15.68}{76 \times 0.83} = 207 \text{ HP}$$

El motor eléctrico inmediato superior y de capacidad comercial es de 250 HP., por lo que se seleccionará este motor. El motor eléctrico será para operar a 440 Volts., 885 r.p.m., 60 c.p.s.

XI.6.- Diseño hidráulico del cárcamo.

El cárcamo es un depósito donde "tomarán" el agua las bombas su forma geométrica y dimensiones son características muy importantes que determinar para lograr un buen funcionamiento de los equipos. Un mal diseño del cárcamo puede provocar una distribución desigual del flujo en



la zona de succión de las bombas, lo que a su vez favorecerá la formación de remolinos, turbulencias que puede afectar el funcionamiento de las bombas, reduciendo su vida útil y su eficiencia. Es por ello que se debe prestar atención especial al diseño del cárcamo, para evitar cualquier irregularidad durante la operación.

En base a diferentes pruebas de varios tamaños y modelos de bombas el Instituto de Hidráulica de Estados Unidos ha elaborado normas para dimensionar cárcamos de bombeo. Estas normas están en función del diámetro mayor de la campana de succión de la bomba, y como provienen de varios tamaños y modelos de bombas no deben considerarse como definitivos, sino aumentar un determinado porcentaje para tener margen de seguridad en la operación.

Las dimensiones del cárcamo se determinarán de acuerdo con la siguiente hoja. Según dato del fabricante el diámetro de la campana de succión es de 39" = 99.06 cm.

Sustituyendo, se tiene:

Ancho del cárcamo, $B = 2 \frac{1}{2} D = 2 \frac{1}{2} \times 99 =$
 $= 247.5 \text{ cm.}$
 $B = 300.0 \text{ cm.}$

Distancia del eje
de la bomba al muro
frontal.

$F = 1 \frac{1}{2} D = 1 \frac{1}{2} \times 99 =$
 $= 148.5 \text{ cm.}$
 $F = 180.0 \text{ cm.}$

Distancia vertical de la
campana de succión al -
fondo del cárcamo.

$E = 3/4 D = 0.75 \times 99 = 74.25$ cm.
E = 100 cm.

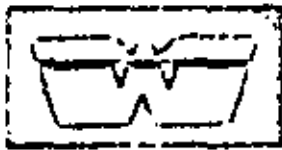
Sumergencia mínima.

C = 4 D = 4 \times 99 = 396 cm.
C = 500 cm.

México, D. F., a 24 de septiembre de 1974..

IGM/eca.

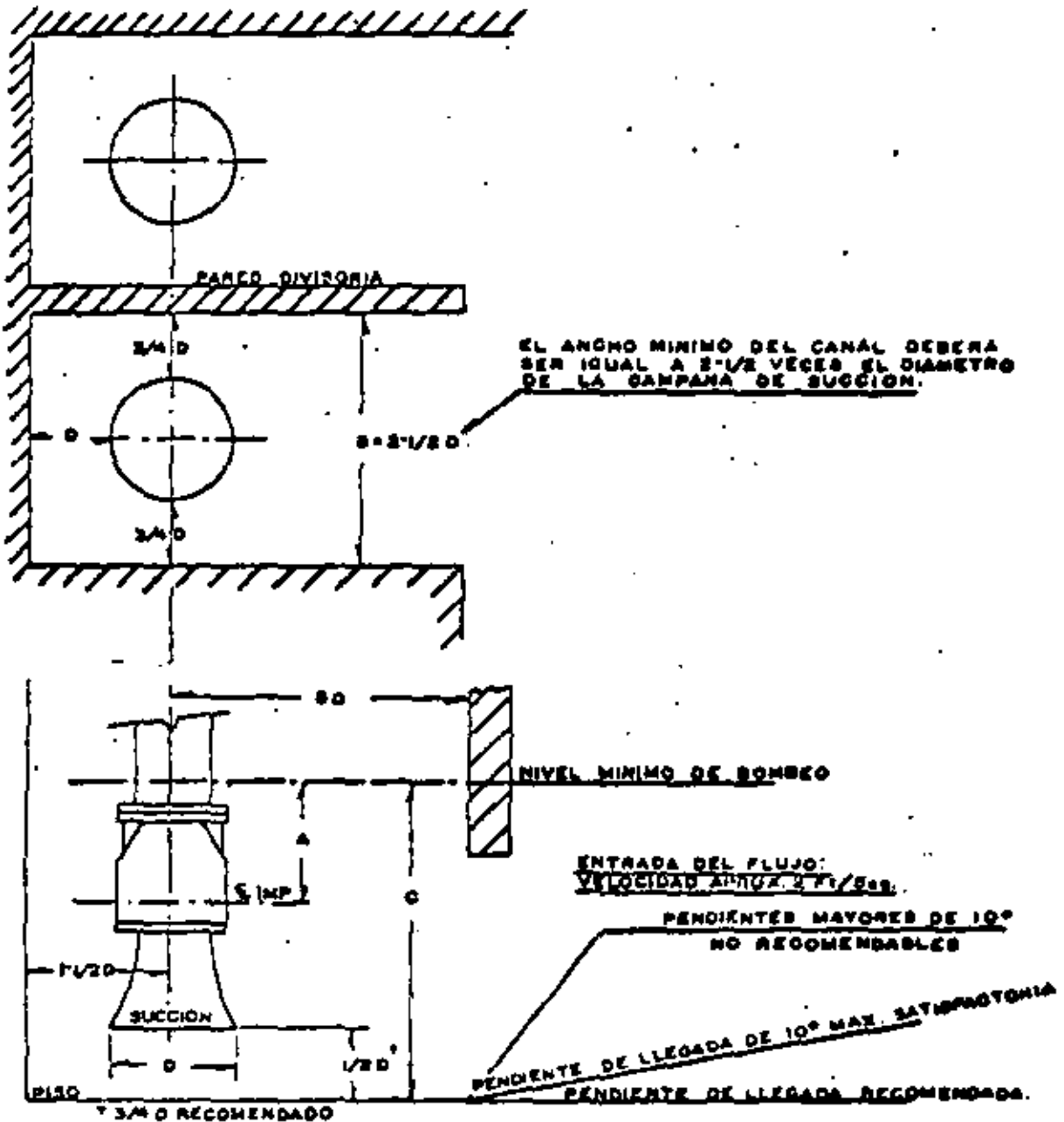
40



WORTHINGTON DE MEXICO, S.A.

DATOS TÉCNICOS
INGENIERIA COMERCIAL

RECOMENDACIONES DE DISEÑO PARA CANALES Y CARCAMOS HÚMEDOS.



- A) LA MINIMA SUMERGENCIA SOBRE LA LINEA DE CENTROS DEL IMPULSOR DEPENDE DE LAS CARACTERISTICAS DE CAVITACION DE LA BOMBA.
- B) ANCHO MINIMO DEL CANAL.
- C) MINIMA PROFUNDIDAD DEL CARCAMO O CANAL. APROX. 8 D.
- D) DIAMETRO DE LA CAMPANA DE SUCCION.

EL AREA TRANSVERSAL DEL CANAL (BxC) NO DEBERA SER MENOR QUE DIEZ VECES

DATOS

TECNICOS

RECOMENDACIONES DE DISEÑO PARA CANALES Y CARLAMOS HUMEDOS

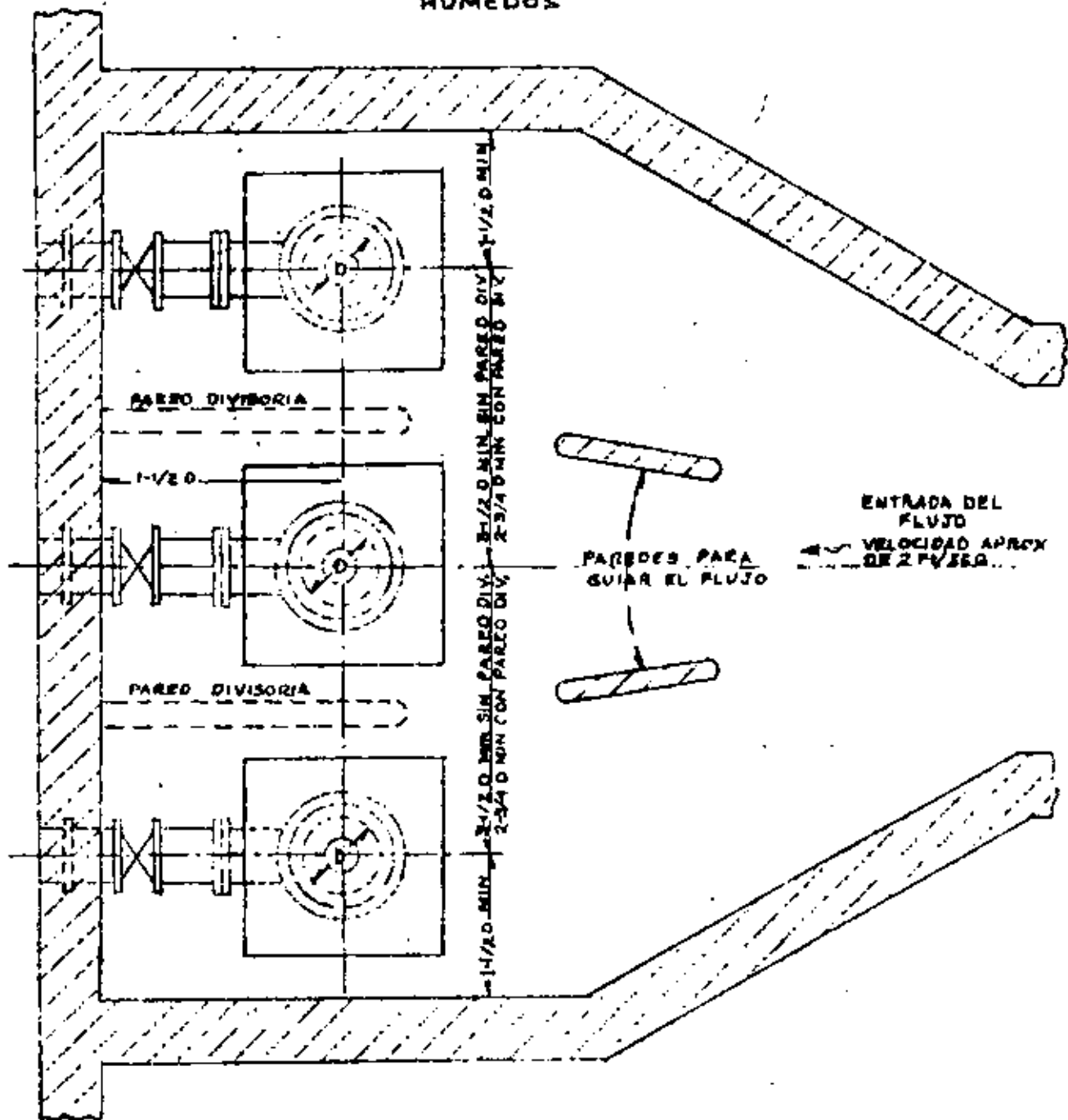


TABLA NUM. 1

DISEÑO DE MELGAS
(Universidad de California)

A L F A L F A

PERFIL DEL SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO Por ciento	GASTO POR METRO DE ANCHURA Lit./seg.	PROMEDIO DE LÁMINA APLICADA Centímetros	DIMENSIÓN DE MELGA		REFERENCIAS PARA EL DISEÑO
				Ancho (m.)	Longitud (m.)	
ARENA Subsuelo permeable de 150 cm.	0.2-0.4	9.3-13.5	10	13-30	60-100	Aplicación muy rápida del agua, longitud mínima, poca lámina de aplicación.
	0.4-0.6	8.4-9.3	10	10-13	60-100	
	0.6-1.0	5.1-7.5	10	6-10	60-100	
MIGAJÓN ARENOSO Subsuelo permeable.	0.2-0.4	5.1-6.9	12-15	13-30	100-200	Aplicación rápida del agua, longitud pequeña. Lámina de aplicación media.
	0.4-0.6	3.3-6.0	12-15	6-13	100-200	
	0.5-1.0	1.5-3.0	12-15	6	100	
MIGAJÓN ARCILLOSO Subsuelo permeable.	0.2-0.4	2.4-3.3	15-17	13-30	200-300	Aplicación regular a lenta, longitud de melga grande, lámina de aplicación grande.
	0.4-0.6	1.5-2.4	15-17	6-13	100-200	
	0.6-1.0	0.9-1.5	15-17	6	100	
ARCILLA Subsuelo permeable.	0.2-0.3	1.5-3.3	17-20	13-30	400	Aplicación lenta, melgas largas, lámina de aplicación máxima.
ARCILLA DOBLE	0.2-0.3	0.03-1.5	17-20	13-30	400	Aplicación lenta, melgas largas, lámina de aplicación máxima.

TABLA NUM. 2

DISEÑO DE MELGAS
(Universidad de California)

P A S T U R A S

PERFIL DEL SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO Por ciento	GASTO POR METRO DE ANCHURA Lit./seg.	PROMEDIO DE LÁMINA APLICADA Centímetros	DIMENSIÓN DE MELGA		REFERENCIAS PARA EL DISEÑO
				Ancho (m.)	Longitud (m.)	
MIGAJÓN ARCILLOSO 60 cm. subsuelo.	0.15-0.6	5.1-6.9	5-10	5-20	100-200	Aplicación del agua más o menos rápida. Longitudes cortas.
	0.6-1.5	3.3-6.0	5-10	5-6	100-200	
	1.5-4.0	1.5-3.3	5-10	5-6	100	
ARCILLA 60 cm. al subsuelo.	0.15-0.6	2.4-3.3	10-15	5-20	200-300	Aplicación lenta, longitudes largas.
	0.6-1.5	1.5-2.4	10-15	5-6	200-300	
	1.5-4.0	0.9-1.5	10-15	5-6	200-300	
MIGAJÓN 15 a 48 cm. sobre subsuelo impermeable.	1.0-4.0	0.9-3.3	9-5-5	5-6	100-300	Pendiente grande, melgas angostas, lámina restringida por el subsuelo.

TAMARO DE MELGAS
(SCS — DA — USA)

TABLA NUM. 9

VELOCIDAD DE ABSORCIÓN Y TEXTURA DEL SUELO (Perfil Uniforme)	Q/Melga Litros/Seg.	ANCHURA Metros	LONGITUD Máxima Metros	SUPERFICIE PROMEDIO	
				Hectáreas	Metros ²
MUY ALTA Textura gruesa (arena).....	70	0.0	60-100	0.01	500
ALTA Textura ligera (migajón arenoso).....	40-70	0-10.0	100-150	0.08	800
MODERADA Textura media (migajón limoso).....	28-36	0-15.0	150-200	0.16	1 600
BAJA Textura pesada (migajón arcilloso).....	14-40	0-20.0	200-300	0.28	2 800
MUY BAJA Textura muy pesada (arcilla).....	14-30	0-20.0	200-400	0.40	4 000

Estas especificaciones son para pendientes hasta del 1.0%. Para pendientes mayores ósea melgas más angostas. Sin embargo las anchuras mínimas varían de acuerdo con las operaciones con maquinaria. Cuando se trata de pasturas permanentes, el ancho podrá ser hasta de 4 o 5 m.

REFERENCIAS: Pudas Irrigation (Ingles)
Leaflet N.º 397.
USDA - 1951.

TABLA NUM. 10

DISEÑO DE MELGAS
(IICA - Lima, Perú)

TEXTURA DEL SUELO	Pendiente del terreno %	Líneas de riego m.	TAMARO RECOMENDABLE PARA LAS MELGAS		Gasto recomen- dable Litros/Seg.
			Longi- (m.)	Ancho (m.)	
Gruesa	0.25	5	100	15	225
		10	245	15	300
		15	400	15	170
	1.00	5	60	12	35
		10	150	12	70
		15	275	12	70
2.00	5	40	9	35	
	10	90	9	30	
	15	165	9	30	
Media	0.25	5	245	15	300
		10	400	15	170
		15	400	15	100
	1.00	5	150	12	70
		10	300	12	70
		15	400	12	70
2.00	5	90	9	30	
	10	185	9	30	
	15	300	9	30	
Fina	0.25	5	400	15	115
		10	400	15	70
		15	400	15	40
	1.00	5	400	12	70
		10	400	12	35
		15	400	12	20
2.00	5	400	9	30	
	10	400	9	30	
	15	400	9	20	

REFERENCIAL: Hildebrando P.
Manual de Riego y Avenamiento (riego),
Instituto Interamericano de C. Agrícola,
Piso Andino OEA,
Lima, Perú.

Aplicando los mismos datos del problema anterior, tenemos:

$$F_0 = 3 \text{ pulgadas} \quad S = 0.4 \quad I_0 = 4 \text{ pulgadas por hora.}$$

Cálculo de K

$$\log K = 2.52 - 0.2 = 1.72$$

$$K = 52.5$$

$$L = \frac{52.5 \times 1.78}{0.6} = 151 \text{ pies}$$

$$L = 46 \text{ metros.}$$

Resultado que concuerda con el obtenido por el procedimiento de campo. El gasto por aplicar sería:

$$Q = \frac{10}{S}$$

En donde:

Q = Gasto en galones por minuto.

S = Pendiente, en por ciento.

Para este caso:

$$Q = \frac{10}{0.4} = 25 \text{ galones por minuto.}$$

Es de insistirse en que los resultados obtenidos con estas fórmulas se chequen en el campo, siempre que sea posible.

$$Q = 1.58 \text{ litros por minuto.}$$

REFERENCIAS

- VELL, I. D. (1956). *Soil Physics*, John Wiley and Sons, Inc. New York.
- BONDURANT, J. A. (1957). *Developing a furrow Infiltrometer*, Agric. Eng. 38:602-604.
- FERNÁNDEZ, G. R. y R. J. LAIRD (1958). *Efecto de la humedad del suelo y de la fertilización con nitrógeno sobre el rendimiento y la calidad del trigo*. Folleto Técnico Núm. 27, O.E.E.-S.A.G. México.
- FERNÁNDEZ, G. R. y R. J. LAIRD (1958). *Efectos de la sequía durante el espigamiento del maíz fertilizado con diferentes cantidades de nitrógeno*. Folleto Técnico Núm. 30 O.E.E.-S.A.G. México.
- FERNÁNDEZ, G. R. (1960). *Determinaciones de la Humedad del Suelo*. Revista Chapingo Núm. 79.
- GUERRERO, AYALA (1946). *El Uso Consumivo del Agua*. Irrigación en México.—S.R.H.
- HALL, W. A. (1956). *Estimating Irrigation Border Flow*. Agric. Eng. 37:263-265.
- HOLK, J. E. (1956). *Irrigation Engineering*, John Wiley and Sons, Inc. New York.
- HERNÁNDEZ, S. R. y R. J. LAIRD (1958). *La humedad del suelo en la primera parte del ciclo en relación al rendimiento del maíz*. Folleto Técnico Núm. 33 O.E.E.-S.A.G.
- ISRAELSON, O. W. (1950). *Irrigation Principles and Practices*. John Wiley and Sons, Inc. New York.
- KRAMER, P. J. (1949). *Plants and Soil Water Relationships*. McGraw-Hill, Co. New York.
- NÚÑEZ, E. R. y R. J. LAIRD, HERNÁNDEZ, S. y ARVIZO, R. (1960). *Variaciones en la humedad del suelo durante el ciclo del trigo en el Bajío y su influencia, en varias características del cultivo*. Folleto Técnico, Núm. 33 O.E.E.-S.A.G.
- OJEDA, O. D. (1955). *Estudios de humedad en los suelos de la comarca lagunera por el método de la resistencia eléctrica de los Drs. C. J. Bouyoucos y A. H. Mick y su aplicación en el control del riego*. S.R.H. Jefatura de Operación.
- OLIVIER, Henry. (1968). *Riego y Clima*.—CECSA. México.
- U.S.A. Government.—Agric. Handbook N° 82 Proceeding A.R.S.S.C.S.—*Hydraulics on Surface Irrigation*, Agricultural Research Service 41-43.—S.C.S. Leaflet Nos. 343 y 344.
- VEITHMEYER, F. J. y A. H. HENDRICKSON (1950). *Soil Moisture in relation to plant growth*. Ann. Rev. Physiology 1:285-304.



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

**V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO**

DETERMINACION PRACTICA DEL USO CONSUNTIVO

**ING. OSCAR R. PLAISANT WONG
ING. RODOLFO ORTEGA A.**

AGOSTO-SEPTIEMBRE, 1982



Nitrógeno. Este elemento es indispensable para la vida de las planta, sirve para sintetizar las proteínas, alcaloides, clorofila y otras sustancias complejas. Una cantidad insuficiente de nitrógeno da como resultado plantas endebles, y la carencia total de dicho elemento impide la vida de las plantas.

Calcio. Tiene una función misteriosa en el núcleo y es indispensable para el desarrollo del tallo y de la raíz, además da al suelo buenas características para el laboreo. Una deficiencia de calcio provoca la muerte de los núcleos de los meristemos y el crecimiento de las raíces se detiene precozmente; si la falta de calcio es muy acusada la planta no crece nunca más allá del estado de plántula.

Magnesio. Forma parte esencial de la molécula de clorofila, probablemente ligada a una proteína. La decoloración (clorosis) es debida a una deficiencia de magnesio y su aparición es tardía gracias a que la semilla tiene reservas de este mineral.

Potasio. No forma parte de ninguna sustancia vegetal importante. Incluye en la eficacia de muchas reacciones de síntesis para la formación del almidón y de las proteínas, actividad en la que puede ser parcialmente sustituido por el rubidio pero no por el sodio. Se encuentra en abundancia en el jugo citoplasmático, por lo que desempeña un papel importante en su comportamiento osmótico. Una deficiencia de potasio hace que las hojas más viejas amarillean y mueran prematuramente, puesto que el poco disponible emigra continuamente a los tejidos de nueva formación, prosiguiendo el crecimiento de la planta por las puntas mientras que debajo de las hojas se van secando.

Hierro. El hierro es importante en la formación de catalizadores celulares, especialmente de los citocromos y de su oxidasa, cuya capacidad para el transporte de electrones va asociada a cambios de valencia entre el hierro en forma férrica y ferrosa. No es un elemento constituyente de la molécula de clorofila, pero al parecer cataliza su formación. Los dos o tres primeras hojas de una planta falta de hierro son verdes, gracias a la reserva de este elemento que existía ya en la semilla.

Fósforo. Tiene una actividad del primer orden como catalizador metabólico, por su concentración en el líquido mitoplasmático tiene importancia osmótica. Los síntomas por una deficiencia de este mineral no son claros, la planta queda achaparrada con maduración lenta y producción anormal de pigmentos rojos.

Azufre. Se encuentra en las células en cantidades reducidas y forma parte de la cadena lateral del aminoácido cisteína, por lo que normalmente está presente en las proteínas.

De los oligoelementos.

Se encuentran en el protoplasma vegetal en cantidades extremadamente pequeñas. Su proporción relativa a la cantidad de carbono es del orden de la cienmilésima a la millonésima parte, incluso el azufre es hasta mil veces más abundante que un oligoelemento. A concentraciones elevadas, muchos de estos elementos se hacen venenosos, y su aplicación mal controlada en forma de fertilizantes puede ser perjudicial. Debido a las cantidades tan pequeñas que de ellos se necesitan, es probable que sus funciones sean principalmente catalíticas y pudieran tener otras funciones importantes pero desconocidas a la fecha. Como ya se dijo, los oligoelementos reconocidos como tales son: cobre, manganeso, zinc, molibideno y boro.

$$I = \frac{1.15}{0.417} \text{ en centímetros por minuto.}$$

$$S = 0.4\%$$

Lámina por aplicar 7 cm.

Curvas de avance en la gráfica adjunta.

Gasto medio calculado:

$$Q = \frac{38}{S} = \frac{38}{0.4} = 95 \text{ l.p.m.} = 1.58 \text{ l.p.s.}$$

Tiempo de regado:

$$T = \left[\frac{L(1-n)}{k} \right]^{1/n} = \left[\frac{L(1-0.417)}{1.15} \right]^{1/0.583}$$

$$T = \left[\frac{7 \times 0.583}{1.15} \right]^{1.71} = 9 \text{ minutos.}$$

Tiempo de mojado = 2.3 minutos.

Entrando en las curvas de avance, se encuentra como longitud más conveniente, 10 metros con un gasto de 3 l.p.m. para el mojado, entrando con el tiempo de regado se tiene que la longitud conveniente es de 50 metros para un gasto de 1.5 l.p.s., de donde se deduce que la longitud de surco más apropiada para este suelo, es entre 40 y 50 metros para un gasto de 3 l.p.s. y un gasto de regado de 1.5 l.p.m.

Desde el punto de vista teórico, es muy exacto este método, sin embargo al llevarlo a la práctica pueden ocurrir discrepancias. Si se considera un tiempo de regado de 9 minutos, según se ha calculado y con un gasto de 1.5 l.p.m., se tiene un volumen aplicado de 810 litros sobre el surco que

en la longitud de 40 metros y suponiendo la lámina infiltrada de 7 cm., sólo da un ancho de mojado de 29 cm., como entre lomo y lomo se tienen 70 cm., se ve que se moja tan sólo un 40% de la superficie. En realidad pueden ocurrir dos cosas si el terreno es muy ligero, la infiltración tenderá a ser vertical y entonces efectivamente sólo se regará el centro del surco y por tanto según los cálculos quedará una parte seca; si por el contrario la textura es arcillosa, la infiltración tendrá un componente horizontal muy importante y desde luego la lámina infiltrada será mucho menor; para el ejemplo, es probable que quede una parte seca.

De lo anterior se deduce que es necesario experimentar directamente en el campo con diferentes gastos, haciendo muestreos a diferentes profundidades, para ver la penetración efectiva del agua y efectuar también observaciones en el lomo del surco para observar el humedecimiento en esa zona, a fin de garantizar que la planta tenga agua hasta la profundidad radicular, tratando de evitar la percolación profunda.

Diseño utilizando gráficas. Como es de suponerse, este método es muy inexacto, porque estas gráficas no toman en cuenta la infiltración, sino la textura, por ejemplo, con los datos anteriores usando las gráficas, obtendríamos una longitud de surcos de 125 metros; por lo que sólo sirven para tener una idea sobre la longitud probable del surco.

Diseño por fórmulas empíricas. En general, la mayoría de las fórmulas se han obtenido en campos experimentales de los Estados Unidos y su aplicación en nuestro medio tiene que comprobarse por medio de experimentación, al igual que las fórmulas para el diseño de melgas los resultados deben considerarse dudosos, sin embargo, vamos a tratar de aplicar una de las fórmulas empíricas al diseño de surcos.

Fórmula propuesta:

$$L = \frac{KF_n 0.5}{S^{0.555}}$$

En donde:

$$\log K = 2.52 - 0.2 I_b$$

L = Longitud del surco, en pies.

F_n = Lámina de aplicación neta en pulgadas.

S = Pendiente del surco.

K^b = Constante que depende de la infiltración básica.

I_b = Infiltración básica en pulgadas por hora.

