

CURSO: SISTEMAS DE RIEGO Y DRENAJE
 DURACION: 40 h , lunes a viernes de 17 a 21 h.
 FECHA: Del 11 al 22 de septiembre

T E M A	PROFESOR	FECHA	HORARIO
1. EL AGUA DE RIEGO			
1.1 Influencia de la calidad del agua de riego en el suelo y en los cultivos			
1.2 Factores que determinan la calidad del agua			
1.3 Métodos de clasificación			
1.4 Posibilidad de uso de aguas de mala calidad	ING. MARCO A. VALENZUELA	11 Septiembre	17:00-21:00
2. RELACIONES AGUA-SUELO-PLANTA-CLIMA			
2.1 Características importantes del suelo en relación con el riego			
2.2 Características de retención de humedad de los suelos			
2.3 Humedad aprovechable y lámina retenida			
2.4 Evapotranspiración. Factores que influyen y métodos para su determinación (teóricos y directos).			
2.5 Calendario de riegos (teórico y práctico)			
2.6 Criterios para definir el momento de regar			
2.7 Eficiencia de riego parcelario	ING. MARCO A. VALENZUELA	12 Septiembre	17:00-21:00
3. DISEÑO DE METODOS DE RIEGO			
3.1 Análisis de los factores que intervienen en el diseño. Pendiente, textura, perfil del suelo, topografía, cultivo, lámina por aplicar, etc.			
3.2 Métodos de riego: Melgas, curvas de nivel, surcos, subirrigación, tuberías con compuertas, aspersión y goteo	ING. LUIS OSCAR RAMIREZ	13,14 y 15 de Septiembre	17:00-21:00
4. SUELOS CON PROBLEMAS DE SALES			
4.1 Origen de la salinidad de suelos			
4.2 Factores de clasificación	ING. ADOLFO ROMAN CABALLEROS	18 Septiembre	17:00-21:00

T E M A	PROFESOR	FECHA	HORARIO
4.3 Clasificación y características de los suelos con problemas de sales.			
5. PREVENCIÓN DEL ENSALITRAMIENTO Y RECUPERACION DE SUELOS ENSALITRADOS EN AREAS BAJO RIEGO			
5.1 Comportamiento de las sales en suelos agrícolas			
5.2 Propiedades eléctricas de las partículas de arcilla y comportamiento de aniones y cationes. Proceso general de ensalitramiento y/o sodificación.			
5.3 Procedimientos generales y específicos de prevención del ensalitramiento de los suelos. Sobre riegos, mezclas de agua, etc.			
5.4 Procedimientos generales para la recuperación de suelos con problemas de ensalitramiento.	ING. ADOLFO ROMAN CABALLEROS	19 Septiembre	17:00-21:00
6. PRINCIPIOS GENERALES DEL DRENAJE			
6.1 Importancia y necesidad del drenaje agrícola en áreas de riego			
6.2 Efecto de las diferencias de drenaje en los suelos y en los cultivos			
6.3 Sistemas de drenaje y criterios para su selección.			
6.4 Drenaje en zonas tropicales	ING. PRIMITIVO MACIAS	20 Septiembre	17:00-21:00
7. DETECCIÓN DE LOS PROBLEMAS DE DRENAJE			
7.1 Estudios previos para determinar la magnitud de los problemas de drenaje			
7.2 Estudios de los movimientos del manto freático			
7.3 Elaboración de planos de isobatas, isohipsas, isoincrementos y de mínimas	ING. PRIMITIVO MACIAS	20 Septiembre	17:00-21:00

T E M A	PROFESOR	FECHA	HORARIO
8. DRENAJE PARCELARIO			
8.1 Criterios básicos para la aplicación de fórmulas a la solución de problemas de drenaje			
8.2 Cálculo de necesidades de drenaje. Uso de los datos freatrimétricos y determinación de la conductividad hidráulica.			
8.3 Cálculo de separación entre drenes	ING. PRIMITIVO MACIAS	21 septiembre	17:00-21:00
9. CASO ESTUDIO CHONTALPA	ING. PRIMITIVO MACIAS	22 septiembre	17:00-21:00

'jdv





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

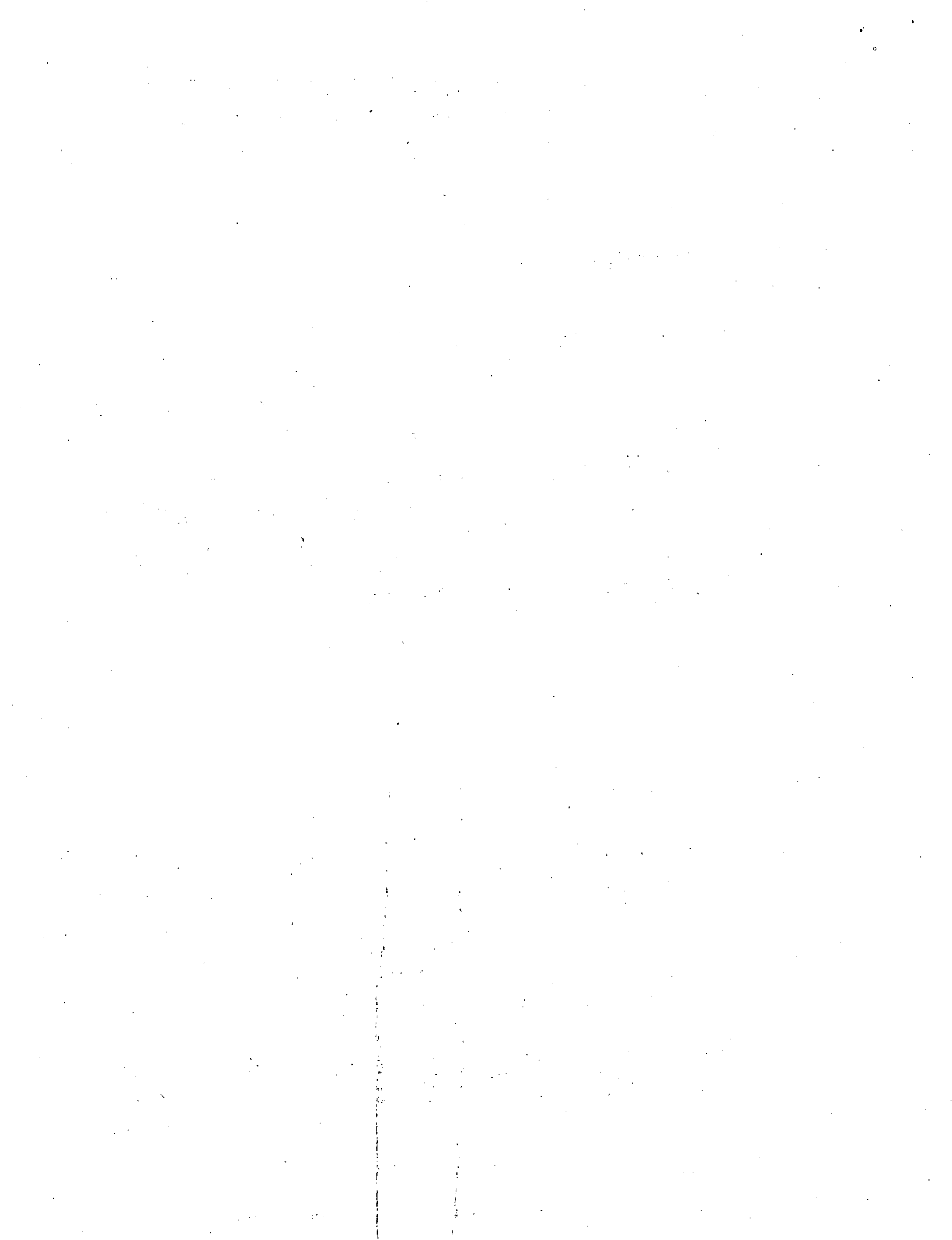


SISTEMAS DE RIEGO Y DRENAJE

DISEÑO DE UN SISTEMA DE RIEGO POR
ASPERSION

SURE-RAIN, S. A.

SEPTIEMBRE, 1978



DISEÑO DE UN SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION *

A.- DETERMINACION DE LOS REQUERIMIENTOS Y LAS CONDICIONES DE OPERACION.

1.- SUELOS.

La información necesaria acerca del suelo en el área que se desea regar.

- a).- SUPERFICIE, TEXTURA y ESTRUCTURA.
- b).- Profundidad del perfil para conocer la capacidad de retención del agua, para el uso de la planta.
- c).- Características especiales del perfil del suelo que influye en el drenaje acumulación de sales, conteniendo de materia orgánica.

2.- TOPOGRAFIA.

La topografía influye en el diseño de un equipo, debiendose considerar lo siguiente:

- a).- Determinar el desnivel máximo para considerar la fuerza requerida, que deberá proporcionar el medio motriz.
- b).- Determinar los cambios de elevación a través de las líneas laterales, para tener un control en el diseño en la variación de la descarga de los aspersores. Donde el desnivel de un terreno es relativamente uniforme, unas cuantas elevaciones tomadas a través de los lados del campo y controlando los puntos altos lo mejor posible en la línea principal será suficiente. En terrazas, es necesario hacer un plano detallado de la topografía del terreno, usando de 5' a 10' de intervalo entre curvas de nivel.

* Secuencia recomendada por la SHUR RANE

SUMINISTRO DE AGUA:LOCALIZACION DEL SUMINISTRO:

Es importante conocer la localización de los suministros de agua útil para el área que se va a regar y en cuales puntos del terreno el agua puede ser suministrada.

CANTIDAD POR ESTACION:

Determinar la cantidad de agua útil aprovechable para esa área, en el período de crecimiento en que se encuentra la planta. Los cambios o fluctuaciones en la cantidad de agua disponible de una estación a otra deben ser tomados en cuenta para el suministro de riego.

CALIDAD DE AGUA:

Un análisis de agua debe ser recomendado en área en que la calidad de esta no ha sido determinada. Cuando las sales de cobre, plomo, o fierro están presentes en el agua de riego deberá de tomarse un cuidado especial para proteger la tubería de una corrosión galvánica.

ORIGEN DE LA FUERZA PARA ACCIONAR EL EQUIPO:

Determinar la fuente más práctica y económica de poder para la operación del equipo. Cuando la energía eléctrica es utilizada hay que localizar el transformador más próximo. También determinar las limitaciones particulares en que se encuentra el voltaje ciclaje y los H.P. disponibles.

CULTIVOS:

Determinar los límites del terreno que se aspersarán en el área-

deseada. Determinar en un plano el espaciamiento y la dirección de las líneas aspersoras. Determinar la relación entre la cantidad de agua que necesita el cultivo y la cantidad de agua que se va a asperjar. (ea) Si hay cultivo de cobertura como en el caso de algunas huertas deberá determinarse la cantidad de agua necesaria para los dos cultivos.

PROGRAMA SOBRE OPERACION DEL EQUIPO:

Determinar el horario de trabajo en la granja que influirá el -- tiempo de riego (cantidad de días e intervalo entre riegos).

Ejem. ¿Será suficiente el número de regadores para mover las líneas de los aspersores en el tiempo que esto es preciso hacerse?

VIENTO:

Las líneas laterales estarán en sentido opuesto a la dirección del viento dominante, formando un ángulo de 90°. Si el viento -- es mayor de 7 kilómetros por hora, es necesario reducir el espaciamiento entre las líneas laterales.

B.- REGLAS FUNDAMENTALES

Ciertas reglas con el riego por aspersión han sido desarrolladas con el resultado de la experiencia. No todas son aplicables en todos los casos, pero puede utilizarse en forma general. Estas son las siguientes:

- 1.- Si un agricultor se propone instalar un riego por aspersión en solo parte del terreno con el propósito de ampliar lo después, será preciso para esto tomar al máximo los -- requerimientos de suministro de agua, bomba, la capacidad de la línea principal deberá estar basada en estos -- datos. Estos evitarán la readaptación posterior del -- equipo.

- 2.- Algunos minerales contenidos en el agua, pueden ser perjudiciales para el crecimiento de las plantas cuando son aplicadas por aspersión aérea (en huertas) cualquier duda sobre la calidad del agua a utilizar deberá ser despejada, mediante un análisis de ésta e interpretado por peritos.
- 3.- En general se obtendrá mejor resultado usando aspersores de poco gasto colocados más cerca entre si y entre líneas, que usando éstos con gastos mayores y más espaciados.
- 4.- Cuando sean establecidas nuevas siembras, será preciso escoger un aspersor cuya presión y tipo de boquilla permitan una mayor atomización del agua. Partículas mayores de agua son necesarias para disminuir los efectos del viento y las pérdidas por evaporación en la aplicación, pero partículas muy grandes de agua tienen la desventaja de dañar el follaje.
- 5.- Los tubos de 20' y 30' de largo son los más prácticos, por que ocasionan menos problemas de transporte y manejo.
- 6.- Un suministro de agua localizado en el centro del área que se va a regar permite el uso de menos tubería. Conviene dividir el gasto en 2 caudales de esta forma podremos utilizar diámetros de tubería menor.
- 7.- La pérdida máxima de fricción permisible en las líneas laterales es 20% de la presión a que se operarán los aspersores.
- 8.- Las pérdidas por fricción en la línea principal no deberán de exceder de 10 # (lb/pulg²)
- 9.- El espaciamiento entre aspersores esta limitado por las distintas medidas en que los fabricantes suministran la-

tubería éstas son por lo general de 10', 20' y 30'. Como una -- regla general los espacios entre aspersores en las líneas laterales deben de ser de 30' a 50'. Para vientos arriba de 13 kilómetros por hora reduzca éstos a 20' ó 30'.

10.- Espaciamiento entre laterales: El espaciamiento entre laterales no deberá exceder de 0.65 del diámetro mojado, para vientos de 13 kilómetros por hora el máximo espaciamiento entre laterales deberá ser reducido a 0.50 del diámetro mojado. -- Cuando los vientos soplan en una dirección definida y permanente, las líneas laterales deberán ser colocadas a 90° con respecto a la dirección del viento.

EJEMPLO DE DISEÑO

- 1.- Área: 16 hectáreas 400 x 400 m.
- 2.- Topografía: La pendiente es de Norte a Sur en 1%.
- 3.- Tipo de Suelo: Franco-arcilloso
- 4.- Ib : .35 pulgadas por hora de aplicación.
- 5.- Desnivel máximo: 90'
- 6.- Carga de succión: 10'
- 7.- Horas de Operación: 2 Posiciones por día con 11 horas efectivas por Posición. *
- 8.- Cultivo: Alfalfa
- 9.- Velocidad y Dirección: 4 M.P.H. Norte, del viento dominante.
- 10.- Clima: Moderado
- 11.- Cantidad e intervalo de riego máximo: 3.6 pulgadas cada 11 días de riego.

1.- SE CALCULAN LOS GALONES POR MINUTO REQUERIDOS:

$$G.P.M. = \frac{1118 \times 1 \times A}{H \times D} = \frac{1118 \times 3.6 \times 16.0}{22 \times 11} = 267 \text{ G.P.M.}$$

(*) Van a ser 2 puestas de laterales por día, en cada movimiento se lleva una hora o sea que tenemos 22 horas hábiles por día.

2.- NUMERO DE LINEAS LATERALES Y ASPERSORES.

Si tenemos una longitud de 400 metros de nuestra línea lateral y los movimientos van a ser cada 18 metros, el área cubierta será en una posición de 7.200 mts^2 que va a cubrir 0.72 hectáreas por movimiento que viene siendo 1.44 hectáreas por día, regando 1.44 hectáreas por día, en 11 días tenemos como resultado que regaremos las 16 hectáreas deseadas.

Si el número total de aspersores que tenemos están distanciados a 12 metros son 33, entonces el gasto por aspersor será $267/33 = 8.1 \text{ GPM}$.

3.- Si nuestra separación es de $40' \times 60'$ entonces la precipitación por hora será:

$$v_a = \frac{96.3 \times \text{GPM por aspersor}}{Se \times Sm} = \frac{96.3 \times 8.1}{40 \times 60} = .326''/\text{hora}$$

Como vamos a trabajar 11 horas por posición entonces $.326 \times 11 = 3.586$ pulgadas que es practicamente la cantidad de agua que nosotros queremos aplicar.

Se pasa luego a escoger el tipo de aspersor en el catálogo de aspersores y tenemos para un gasto de 8.1 GPM, operando a 40# tenemos un diámetro de cobertura de 96 pies, nosotros determinamos que por la velocidad del viento tendremos una eficiencia del 65% de cobertura (% de traslape), entonces $96 \times .65 = 62$ pies lo cual nos indica que estamos en lo correcto o sea que podemos mover nuestra tubería cada 60 pies, para una mejor distribución nosotros recomendamos el sistema de cambios alternos, o sea en el primer riego se efectuará la operación cada 60 pies y antes de empezar

el segundo riego se aumentará un tubo de 30' a la línea principal, volviéndose a hacer los cambios de las laterales cada 60 pies de esta forma en 2 riegos las laterales se habrán puesto cada 30' --- teniendo cambios cada 60'.

4.- Pérdidas de fricción en la línea lateral.

Nuestra máxima pérdida no debe exceder del 20% de la presión de operación en nuestros aspersores. En nuestro caso será $40\# \times .20 = 8\#$ o sea que nuestra línea lateral no deberá de tener más de 8#- por pérdidas de fricción.

Si operamos 33 aspersores con un gasto individual de 8.1 GPM, la pérdida de fricción será 10 lbs. usando tubería de 4", ó bien --- 3.4# usando tubería de 5" (ver monograma A). La decisión depende de la economía, hay que ver que nos representa más gasto si la diferencia de costo de tubería o el costo de operación.

5.- Pérdidas de fricción Línea Principal.

Estas pérdidas de fricción no deben de exceder de 10#. Viendo el monograma B, teniendo como dato total del galonaje = 267 GPM. - tenemos una pérdida de 55 pies de carga por 1,000 pies de tubería de 4" y 20 pies de carga por 1,000 pies de tubería de 5" como son 1,312 entonces:

Pérdida por fricción de 1,312' de 4" = 72 pies carga = 31#

Pérdida por fricción en 1,312' de 5" = 26 pies carga = 11#

En este caso es lógico tomar la tubería de 5" para la línea principal. (Se acerca a la recomendación práctica).

Una vez determinadas las pérdidas de fricción tenemos:

Pérdida fricción línea principal = 11 #

Pérdida fricción línea lateral = 10 # ó 3.4 # = (4" ó 5")

Nipples = 3.0 #

Presión aspersores = 40 #

Presión para el sistema = 64. # (147') ó 57.4 # = (132')

Desnivel y carga de succión = 100'

Carga total dinámica = 247' ó 232'

Requerimiento bomba;

Tenemos 267 GPM y 247' de carga usando tubería de 4", contra 232' con tubería de 5" entonces para calcular los caballos de potencia al freno tenemos:

$$BH_p = \frac{GPM \times \text{pies de carga}}{3960 \times \text{eficiencia bomba}}$$

Usando la tubería de 4"

$$BH_p = \frac{267 \times 247}{3960 \times .70} = 24 \text{ HP}$$

Para la tubería de 5"

$$BH_p = \frac{267 \times 323}{3960 \times .70} = 22 \text{ HP}$$

Para saber cual de las 2 tuberías es la más económica se hace el siguiente procedimiento:

Suponiendo que el costo de Kw-hr sea 0.13 pesos y el número de horas que vamos a trabajar son 2,000 horas por ciclo. (año).

Costo de bombeo por ciclo:

$$\text{Por pie de carga} = \frac{.000189 \times \text{GPM} \times \text{Costo KW/hora horas de bombeo.}}{\text{eficiencia bomba} \times \text{eficiencia motor.}}$$

$$\frac{.000189 \times 267 \times 0.13 \times 2000}{.70 \times .87} = 21.66 \text{ pesos}$$

Costo bombeo tubo 4" = 21.66 X 23.1/2 = 239.09

Costo bombeo tubo 5" = 21.66 X 8.1/2 = 86.64

Diferencia costo operacion tubería: 152.64

Si tenemos que necesitar 63 tubos de 20'.

Entonces costo tubería 4" x 20' = 360 x 63 = 22,680.00

" " " 5" x 20' = 500 x 63 = 31,500.00

Diferencia de costo de la tubería: 8,820.00

Si nosotros consideramos una amortización a nuestro equipo a 20 años con un interés de un 6% anual entonces (ver tablas intereses más depreciación).

$$8820 \times .087 = 767.34$$

Como el valor de la amortización más el 6% sobre capital invertido de la diferencia en precio del equipo es mayor que la diferencia de costo de operación de la tubería, entonces quiere decir que la tubería que debemos emplear para nuestras líneas aspersores es de 4".

N = PERIODO DE AMORTIZACION EN AÑOS (VIDA UTIL)

INTERESES SOBRE CAPITAL INVERTIDO MAS DEPRECIACION ANUAL

N	INTERES COMPUESTO				
	6%	8%	9%	10%	12%
5	0.2373	0.2504	0.2570	0.2637	0.2772
10	0.1358	0.1490	0.1558	0.1627	0.1770
15	0.1029	0.1168	0.1240	0.1314	0.1468
20	0.0871	0.1018	0.1095	0.1174	0.1338
25	0.0782	0.0936	0.1018	0.1101	0.1275
30	0.0726	0.0888	0.0973	0.1060	0.1242

1.

PASOS PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE RIEGO POR
ASPERSIÓN *

INVENTARIO:

- 1.- Determinación del tamaño y forma del área bajo proyecto y su configuración.
- 2.- Determinación de las características físicas y químicas de los suelos.
- 3.- Disponibilidad y Calidad del agua.
 - a.- Cantidad máxima disponible.
 - b.- Localización de posibles sitios de bombeo
 - c.- Calidad del Agua.
 - d.- Costo del agua.
- 4.- Condiciones climatológicas.
 - a.- Duración en el tiempo del ciclo vegetativo (# de días entreheladas).
 - b.- Período de Consumos potenciales máximos de agua (lámina crítica).
 - c.- Velocidad y dirección del viento dominante.
 - d.- Precipitación y Temperatura.
- 5.- Disponibilidad de mano de obra.

EL DISEÑO PROPIAMENTE DICHO:

- 1.- Capacidad del Sistema.
- 2.- Espacemento de los aspersores sobre los laterales y espacemento de los laterales sobre la línea principal.

(*). Guajardo Métodos de Riego

- 3.- Velocidad de aplicación.
- 4.- Cálculo de los diámetros del principal y del lateral.
- 5.- Potencia Necesaria.

Cada paso señalado, involucra una serie de determinaciones previas y de mayor o menor complicación. La lista anterior tiene como finalidad destacar los puntos principales a determinar.

1.- CAPACIDAD DEL SISTEMA:

- a.- Determinación de Lámina necesaria para llevar a CC la profundidad radicular, considerando cultivo en pleno desarrollo (Etapa crítica).
Requiere la determinación previa de: CC, PMP, Da, Pr
- b.- Determinar los usos consuntivos globales y los usos consuntivos máximos diarios.
- c.- Calcular el Intervalo de Riego (t_r) crítico en base a a) y b)

$$I = \frac{L_n}{C_u \text{ (máximo por día)}}$$

I (días)
 L_n (cm)
 C_u (cm/día)

- d.- Determinación de la lámina bruta por riego, usando una eficiencia de aplicación adecuada.

$$L_b = \frac{L_n}{n}$$

La n puede definirse como la relación entre la cantidad efectiva -- aplicada a la zona radicular (puesta a disposición del cultivo) y la cantidad derivada al campo.

Esta n se puede considerar formado por 2 partes, una debido a la -- falta de uniformidad en la distribución dentro del suelo y la otra -- debido a la pérdida por evaporación de la lluvia asperjada:

Evaporación de la superficie del suelo y evaporación de la asper-- sión interceptada por la vegetación. Estas últimas se ha encontrado que se incrementan con la temperatura, velocidad del viento y presión de operación y decrece con el incremento de la humedad relativa y el tamaño de la boquilla.

La eficiencia de la uniformidad de la distribución se determina en base al coeficiente de uniformidad dado por los fabricantes para cada diámetro de boquilla; la eficiencia relacionada con las pérdidas se determina por medio del déficit de presión de vapor de la atmósfera - el cual es función de la temperatura y la humedad relativa. La n del sistema será: $Cu\% \times \% \text{ pérdidas} = n \text{ del sistema}$.

Se puede utilizar la Tabla 11, - que proporciona la n basada en:

- i.- Coeficiente de uniformidad entre 80% para velocidad del viento altas y 85% para bajas velocidades.
- ii.- Un 20% de pérdidas en el lateral producen un 5% de disminución en la descarga del último aspersor (en relación a la descarga promedio).
- iii.- Las pérdidas por evaporación son de 0.7% por cada milla -- por hora de velocidad del viento.
- iv.- Las eficiencias son iguales para el día y la noche.

e.- La capacidad se calcula en base a los puntos anteriores, con la ecuación:

$$Q = \frac{2.78 Ad}{F H}$$

Q (l/seg) ; a (Ha) ; d = Lb (mm)

F (días) ; H (h/día)

2.- ESPACEAMIENTO DE ASPERSORES EN LOS LATERALES Y DE LATERALES EN LOS PRINCIPALES.

Es necesario recordar que: a) el patron de distribución de la aspersion es variable para cada combinacion de diametro de boquilla, presion de operacion y velocidad del viento. b) para poder aplicar una lamina uniforme al suelo se requiere que los patrones de mojado se traslapen una cierta cantidad: El traslape se da en % del diametro de mojado, el cual a su vez es un dato del fabricante.

d).- El traslape recomendado = separacion entre laterales y aspersores.

Para diferentes combinaciones de presion y diametro de boquilla los fabricantes dan un diametro de mojado en el cual se basa la tabla siguiente:

CONDICIONES DE VIENTO	SEPARACION DE LATERALES (Sn)
Ausencia de Vientos	0.65 Dw
8 Km/hr	0.60 Dw
8 - 16 Km/hr	0.50 Dw
> 16 Km/hr	0.22 - 0.30 Dm

3.- VELOCIDAD DE APLICACION:

De esta manera la velocidad de aplicación o sea la lámina - - aplicada sobre el suelo en determinado tiempo (la unidad) dependerá del gasto por aspersor y del área sobre el cual se distribuye; esta última depende a su vez de la separación entre los laterales y entre los aspersores.

$$V_a = \frac{96.3 \text{ } q_a}{S_m S_l}$$

V_a = Velocidad de aplicación (pulg/hr).

q_a = Gasto por aspersor (gpm)

S_m = Separación de laterales (pies)

S_l = Separación de aspersores (pies)

o bien:

$$V_a = \frac{1000 \text{ } q_a}{S_m S_l}$$

V_a mm/hr : q_a m³/seg : S_m, S_l m

Con objeto de evitar encharcamientos y pérdidas por escurrimiento superficial, la velocidad de infiltración básica debe ser -- mayor que la velocidad de aplicación de los aspersores.

PROCEDIMIENTO DE CALCULO: (Pasos 2 y 3 combinados).- La selección de tamaños de boquillas y espaciamientos se lleva a cabo por medio de tanteos para producir un intervalo de riego menor o igual que el permisible. Se puede seguir el siguiente orden:

A.- Cálculo de la velocidad de aplicación:

$$V_a = \frac{L_b}{\text{Tiempo de operación (supuesto)}}$$

- B.- Determinación del diámetro de boquilla, presión de operación, diámetro de mojado, coeficiente de uniformidad, gasto por --- aspersión.

Para efectuar esta selección haremos uso de las tablas empíricas que nos dan estos valores entrando con los espaciamientos --- supuestos y con la velocidad de aplicación.

- C.- Cálculo de la separación entre aspersores para producir un -- buen traslape, según condiciones de viento. (por especificación)

$$S_{max} = \% \text{ por viento} \times D_w$$

- D.- Cálculo del número de posiciones del lateral.

$$\text{Núm. de pos. del lateral} = \frac{\text{longitud del campo}}{S_{max}}$$

- E.- Cálculo del Intervalo de Riego.

Se supone el número mínimo de laterales de acuerdo con las - condiciones económicas, la mano de obra y las horas de operación.

$$I' = \frac{\# \text{ de posiciones}}{\# \text{ de laterales}} ; I = \frac{Ln}{uc}$$

- F.- Si: $I > I'$ se toman los valores supuestos y se buscan en - los catálogos de los fabricantes los valores mas próximos a los asumi dos.

- G.- Si $I < I'$ se reinicia el proceso desde el punto B

- H.- Se checa el valor de la velocidad de aplicación mediante la fórmu la citada:

$$V_a = \frac{96.3 q_a}{S_m S_l}$$

- I.- Se recalcula con el valor dado por (H) el tiempo de operación, como sigue:

$$Hs \text{ de oper.} = \frac{Lb}{Va}$$

- J.- Si no checa con el valor supuesto, se recalcula la capacidad del sistema si es posible modificar las horas de operación.

Si no es posible se recalcula desde el punto (B) de tal modo que la velocidad de aplicación no supere el valor de la velocidad de infiltración básica.

4.- CALCULO DE LOS DIAMETROS DEL PRINCIPAL Y DEL LATERAL.

Hay ciertos factores que se deben considerar en el diseño de los laterales:

- a.- Incluyen las consideraciones básicas como: velocidad de aplicación, separación entre aspersores y distancia entre laterales. Estos factores ya fueron discutidos.

- b.- Localización de los laterales y líneas principales.- Depende del criterio del diseñador, pero se pueden dar algunas reglas:

- i).- Los laterales deben seguir las curvas de nivel tan aproximadamente como sea posible. Excepto cuando se tienen pendientes muy uniformes.
- ii).- Los laterales deben colocarse en ángulo recto con la dirección de los vientos dominantes.
- iii).- En los diseños de áreas de forma irregular y opera

ción de laterales múltiple se procurará tener el máximo número posible de laterales de igual longitud.

iv).- En general, las operaciones del sistema serán más sencillas si se limita el tamaño de las tuberías a un diámetro o a dos como máximo.

v).- Los costos de traslado se incrementan cuando la longitud de los laterales se aumentan; luego se puede hacer una comparación de los costos de añadir sub-principales para reducir la longitud y tamaño de los laterales.

c).- En aquellas áreas donde la época de riego es de ciclo largo y los costos de la energía son relativamente altos, se puede reducir la presión abajo de lo permisible para reducir los costos de riego totales.

d).- Hidráulica del sistema.

En el diseño de las líneas laterales, el objeto es mantener las pérdidas de presión o las diferencias de presión dentro de los límites prescritos, para conservar las variaciones de la descarga de los aspersores en cantidades razonables, si esto no se hace así, resultarán diferencias en la cantidad de agua aplicada a lo largo de la línea de aspersores.

En el diseño de las tuberías principales, la cantidad permitida de pérdidas por fricción es indudablemente un problema de economía. La selección del diámetro de la tubería debe estar basada en la comparación del costo fijo anual del diámetro de la tubería considerada: junto con el costo de bombeo contra la carga de fricción para los diferentes tamaños de tubería que están considerándose.

Hay ciertas condiciones generales variables que gobiernan el diseño de la tubería principal como sigue:

- Alternar las localizaciones más ventajosas para el abastecimiento de laterales.
- Enviar el agua desde un sitio de bombeo exterior al área de diseño o adyacente a ella.
- Enviar el agua desde una fuente de mayor elevación que el área de diseño.
- Hacer consideraciones sobre costos de energía y tamaño económico de las tuberías.
- Tomar en cuenta las posibilidades alternativas de longitudes de laterales, principal, etc.
- Requerimientos de mano de obra para diseños diferentes de línea principal.

PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO DE LAS LINEAS PRINCIPALES.

- (1).- Determine el rango de las presiones de operación y de las capacidades para hallar los requerimientos de operación adecuada de los laterales. Esto incluye la obtención de todas las elevaciones a lo largo de la red de localización de la línea principal. Se debe añadir a la presión de operación, la carga adicional necesaria para vencer las pérdidas por fricción, incluyendo su análisis lo siguiente:
 - Análisis del tamaño económico de tubería
 - Posibilidad de rebombeo para vencer las pérdidas por fricción hasta alcanzarla presión de operación adecuada

- (2).- Disponer el sistema de líneas principales para satisfacer

Los requisitos de operación sugeridos en el diseño de laterales.

(3).- Selección del material de la tubería y tipo de línea (portátil, fija, enterada, etc).

- Permanencia del sistema (para un sistema que después habrá de expandirse, se puede usar la tubería de cople rápido, la cual será reemplazada o incorporada después como parte del sistema lateral.
- Flexibilidad
- Mano de obra
- Problema de corrosión
- Selección de pérdidas por fricción adecuadas.

La determinación del tamaño económico de tubería principal es muy importante en el diseño, pues una de las obseciones que se le hacen a la aspersion, quiza la mas importante es su costo elevado.

Su cálculo se hace de la siguiente manera:

- i).- Cálculo del costo anual fijo de los diferentes tamaños de tubería por adoptar.
- ii).- Cálculo de los requerimientos anuales de energía de bombeo respecto a cada tamaño de tubería.
- iii).- Comparación de la suma de los costos fijos y costos de bombeo para cada tamaño de tubería, para la selección del tamaño económico.

PROCEDIMIENTO POR ETAPAS PARA EL CALCULO DE LA LINEA PRINCIPAL Y LA-LINEA LATERAL.

(1). - Cálculo de la línea principal:

- (a). - Se calcula el gasto para la posición crítica de los laterales operados por día (mínimo económico).
- (b). - Se calcula la pérdida por fricción en la línea principal para diferentes tamaños de tubería y entrando con el gasto calculado en (a) y el diámetro de tubería de en las tablas que dan las pérdidas por fricción para cada 100 pies de tubería.
- (c). - Se calcula la pérdida permisible y se compara con la calculada en (b).
- H_f permisible = 20% de la presión total de la bomba.
- (d). - La pérdida permisible debe ser igual o mayor que la obtenida para un diámetro seleccionado.

(2). - Cálculo del lateral.

- (a). - Con el dato de número de aspersores por lateral y el gasto por aspersor.
- (b). - Con el gasto total por lateral se entra a la tabla -- donde se darán las pérdidas por fricción por cada 100 pies de tubería para diferentes diámetros como si la tubería no tubiera salidas.
- (c). - Con el número de aspersores por lateral y el valor de m se encuentra en tablas el valor de F .
- (d). - Se multiplica el valor obtenido en (b) por el valor -- obtenido en (c) para obtener las pérdidas por fricción para diferentes diámetros.

(e). - Se calcula la pérdida permisible que será el 20% de la presión necesaria en la boquilla del aspersor.

(f). - Se compara el permisible con el real y se escoge el tamaño de tubería cuya pérdida se acerque más al valor permisible y sea menor que el.

(g). - O se utiliza la tabla 15 y se analizan las pérdidas de carga.

5.- Cálculo de la potencia necesaria.

a). - Cálculo de la carga total dinámica formada por la suma de:

- Pérdidas por fricción en la línea principal.
- 0.75 de las pérdidas por fricción en laterales
- Pérdidas por accesorios.
- Presión necesaria en la boquilla del aspersor.
- Altura de bombeo.

b). - Cálculo de los caballos de potencia:

$$Hp = \frac{Q H}{3960 n}$$

Hp = Potencia requerida en Horse-Powe

Q = Gasto en galones por minuto

H = Carga total dinámica en pies.

n = Eficiencia del sistema.

Se utiliza la siguiente ecuación.

$$h_L = \frac{A \cdot H_a - H_e}{L \cdot F} \quad (34)$$

donde h_L es la pérdida de carga permisible a lo largo del lateral (pies/pie), A es el cambio de presión como fracción, permisible a lo largo del lateral, H_a es la carga requerida en el aspersor (pies), H_e es el aumento en elevación a lo largo del lateral desde la línea principal hasta el extremo mas distante (pies), L es la longitud total del lateral (pies), y F es el factor F para el número de aspersores operando y para la ecuación de fricción utilizada. A partir del valor de h_L obtenemos el tamaño de tubería adecuado del Apéndice, página E-16, (Fry y Gray, 1971). Si se piensan utilizar laterales con diámetro múltiple, estos diámetros deben ser encontrados por tanteos de manera de cumplir con la pérdida de carga permisible, $h_L \cdot L$ (Sección 5.5.4).

(12) Presión a la entrada del lateral. Esta presión está dada por.

$$H_m = H_a + \frac{3}{4} (H_f + H_e) + H_r \quad (35)$$

donde H_m es la carga requerida a la entrada del lateral, H_a es la carga de operación del aspersor, H_f es la pérdida en el lateral, H_e es el aumento en elevación de la línea lateral y H_r es la altura del levantador. El factor de $3/4$ hace que la presión promedio se considere cerca del centro de la línea lateral en lugar de que sea en el extremo.

(13) Tamaño de la tubería principal. El principio que gobierna el dimensionamiento de la línea principal es el de proveer la combinación mínima de bombeo y costo anual del equipo. Esto generalmente ocurrirá cuando la carga de bombeo es del orden de los 10 a los 40 pies. La línea principal se supone que consiste

de aquellas líneas a las que están conectadas los laterales mas -
 la línea de abastecimiento que lleva el agua de la bomba a la - -
 entrada del terreno. El procedimiento general a seguir es el - -
 siguiente: i) Determinense tamaños de tuberías para tres ó cua-
 tro cargas entre los 10 y los 40 pies; ii) Determinense los cos-
 tos anuales totales correspondientes para cada instalación encon-
 trada en (i) (Ver Apéndice del capítulo IV, página D-57 a D-70);
 iii) Seleccionese el tamaño ó la combinación de tamaños que - -
 resulten en el mínimo costo anual.

(a) Diseño con un solo lateral ó dos laterales movidos al mismo tiempo. Este diseño consiste en determinar la carga máxima que -
 debe vencer la bomba cuando los dos laterales (ó lateral solo) se
 encuentran en el extremo mas lejano de la línea. (Ver Fig. 12) --
 La carga de bombeo será aquella necesaria para vencer la fricción
 en la línea principal mas (ó menos) la diferencia en elevación.

(b) Diseño con laterales separados. Este sistema es el que da -
 la minima carga sobre la bomba y reduce acarreo de las líneas --
 laterales. Se considerará aquí el caso de dos laterales solamen-
 te. (Ver Fig. 13).

i) Encuéntrese (en tablas) el tamaño de tubería que puede lle-
 var el gasto en la línea de abastecimiento (L_0) mas el primer - -
 tramo de línea principal [L_1] con una pérdida de fricción igual -
 ó mayor a la permitida ($H_{f_{0,1}}$) a gastos completo del sistema (ca-
 pacidad máxima) y con los ~~dos~~ laterales operando a uno y otro la-
 do del punto C. utilizando la siguiente ecuación.

$$h_{f_{0,1}} = \frac{H_{f_{0,1}}}{L_0 + L_1} \quad (36)$$

donde, $h_{f_{0,1}}$ es la pérdida de carga unitaria permitida en la línea desde el punto A hasta el punto C. La pérdida de carga permitida se calcula como sigue:

$$H_{f_{0,1}} = H_D - E_0 - E_1 \quad (37)$$

H_D = Pérdida de carga de diseño (10-40 pies)

E_0 = Diferencia elevación a vencer

E_1 =

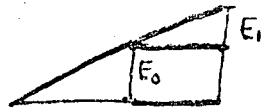
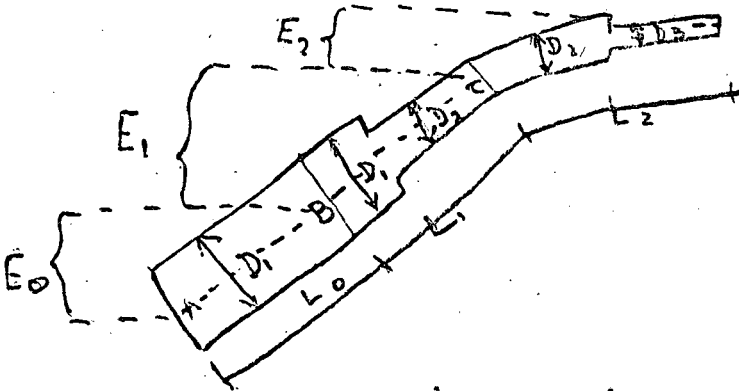


FIG. (13) (Perfil) referido a la fig. 12(b).



L_0 = línea de abastecimiento

$L_1 = L_2$ = líneas de tubería principal donde se operan las laterales

$D_2 \Rightarrow$ Se puede extender hasta L_0

$D_3 \Rightarrow$ " " " " " " L_1

donde H_p es la pérdida de carga de diseño (generalmente entre 1^a y 4^a pies), E_0 es el cambio en elevación entre la entrada y el final de la línea de abastecimiento (ó sea, entre A y B) y E_1 es la diferencia en elevación entre el punto B y el punto C.

ii) Si la pérdida de carga permisible unitaria para el total de la tubería ($L_0 + L_1$) no puede ser obtenida utilizando un solo diámetro-determinense los diámetros necesarios (d_1 y d_2) para los que las pérdidas de carga estén dentro de lo tolerable.

iii) Determinense las longitudes $L_0 + L_1$ que deben tener cada uno de los diámetros d_1 y d_2 .

$$H_{b_{0,1}} = h_{b_{d_2}} \cdot X + (L_0 + L_1 - X) h_{b_{d_1}} \quad (38)$$

donde $h_{b_{d_1}}$ y $h_{b_{d_2}}$ son las pérdidas unitarias (pies/pies) en tuberías de diámetro d_1 y d_2 que transportan un gasto total Q . Despejando X nos queda:

$$X = \frac{H_{b_{0,1}} - h_{b_{d_1}} (L_1 + L_0)}{h_{b_{d_2}} - h_{b_{d_1}}} \quad (39)$$

iv) Determinense el diámetro para la longitud L_2 cuando un lateral está en el punto B y el otro está en el punto D. El gasto en el punto B es el gasto total Q y el gasto del punto B al D es la mitad, $Q' = Q/2$.

$$h_{b_2} = h'_{b_{d_2}} \cdot (L_2 - Y) + h'_{b_{d_3}} \quad (40)$$

donde $h'_{b_{d_2}}$ y $h'_{b_{d_3}}$ son las pérdidas unitarias para un gasto Q' en tubería con diámetros d_2 y d_3 respectivamente. La pérdida de carga permisible en L_3 es H_{b_2} y se calcula como sigue:

$$H_b = (H_d - E_0 - E_1 - E_2) - h_{b_{d_1}} L_{0d_1} - h_{b_{d_2}} L_{0d_2} - h'_{b_{d_1}} L_{1d_1} - h'_{b_{d_2}} L_{1d_2}$$

donde L_{d_1} y L_{d_2} son las longitudes de la línea de abastecimiento de diámetros d_1 y d_2 respectivamente (llevando un gasto Q en ellos) y L'_{d_1} y L'_{d_2} son las longitudes de L_2 de diámetros d_1 y d_2 respectivamente. Las pérdidas de carga unitarias con gasto Q' y con diámetros d_1 y d_2 son h'_{d_1} y h'_{d_2} respectivamente. Podemos despejar y de la ecuación (40)

$$y = \frac{H_{d_2} - h'_{d_2} \cdot L_2}{h'_{d_1} - h'_{d_2}} \quad (42)$$

(c) Ejemplo de diseño para laterales separados:

Dados: (Ver figura 13)

Dos laterales, operando separados.

Capacidad del sistema con los dos laterales operando es $Q = 480$ gpm (30.28 l/seg).

Longitud de la línea de abastecimiento, $L_0 = 425$ pies, (129.63 m).

Longitud de la tubería principal en el área de riego es de 1200 pies (366 m). O sea, $L_1 = L_2 = 600$ pies (183 m).

Diferencia en elevación entre el punto A y el punto B,

$E_0 = 0$ pies.

Diferencia en elevación entre el punto B y el punto C,

$E_1 = 7$ pies (2.14 m).

Diferencia en elevación entre el punto C y el punto D,

$E_2 = 7$ pies (2.14 m).

La tubería es de aluminio con tramos de 30 pies (9.15 m).

Se pide: Los diámetros más pequeños que limiten la pérdida de carga en la tubería principal y la línea de abastecimiento a 35 pies (10.68 m) (H_D).

Solución:

Con todo el gasto ($Q = 480 \text{ gpm}$) en las longitudes L_0 y L_1 - (paso i), la pérdida de carga unitaria permisible, de la ecuación - - (36), es:

$$h_{f_{0.1}} = \frac{35 - 7}{425 + 600} = 0.0273 \text{ pies/pie}$$

(se restaron 7 pies de diferencia en elevación porque la tubería - - va hacia arriba y debemos por lo tanto tener menor tolerancia en las pérdidas debidas a fricción).

De Fry y Gray (1971), página E-16 del Apéndice, se encuentra que esta pérdida de carga unitaria no se encuentra para ningún diámetro único para el gasto dado (paso ii). Se hace necesario por lo - - tanto considerar dos diámetros de tubería y estos son 5 y 6 pulgadas (d_1 y d_2 respectivamente) cuyas pérdidas son:

$$h_{f_{d_1}} = \left(\frac{480}{450}\right)^{1.9} 0.0169 = 0.01910 \text{ pies/pie}$$

$$y \quad h_{f_{d_2}} = \left(\frac{480}{450}\right)^{1.9} 0.0415 = 0.0469 \text{ pies/pie}$$

De la ecuación (39), paso iii, obtenemos

$$x = \frac{28 - 0.01910 (425 + 600)}{0.0469 - 0.01910} = 303 \text{ pies (92.4 m)}$$

Se seleccionan tramos de 30 pies de 5 pulgadas y 725 pies de 6 pulgadas.

Para determinar H_{f_2} de la ecuación (41) se observa primero - que $L_{d_2} = 0$ porque no existe tubería de 5 pulgadas llevando el gas-

máximo (toda la línea de abastecimiento es de 6 pulgadas).

De las mismas tablas (pág. E-16) se encuentra que para una tubería con diámetros de 6" y de 5" con un gasto de 240 gpm (15.1 l/seg),

$$h'_{f_{d_1}} = 0.0052 \text{ pies/pie}$$

$$y \quad h'_{f_{d_2}} = 0.0127 \text{ pies/pie}$$

De los pasos ii y iii, $L_{d_1} = 425 \text{ pies (129.6 m)}$, $L'_{d_1} = 845 - 425 = 420 \text{ pies (128.1 m)}$ y $L'_{d_2} = 180 \text{ pies (54.9 m)}$.

De la ecuación (41), paso iv,

$$H_{f_2} = 35 - 7 - 7 - 0.0191 \times 425 - 0 - 0.052 \times 275 - 0.0127 \times 325 \\ = 7.37 \text{ pies (2.25 m)}.$$

La pérdida de carga unitaria promedio permitida entre los puntos C y D es

$$h'_{f_2} = \frac{7.37}{600} = 0.0123 \text{ pies/pie}$$

de donde se ve que los diámetros requeridos serán de 6" y de 5". Aplicando la ecuación (42),

$$y = \frac{7.37 - 0.0052 \times 600}{0.0127 - 0.0052} = 567 \text{ pies (172.9 m)}$$

Por lo tanto se utilizarán 570 pies de 5 pulgadas y $(600 - 570) = 30$ pies de tubería de 6". La tubería de 6" será añadida a la ya existente entre los puntos B y C.

Los requerimientos de tubería para el sistema son:

6 pulgadas: 730 pies (222.7 m)

5 pulgadas: 895 pies (273.0 m)

Se hace notar que solamente los diámetros se necesitaron en lugar de los tres sugeridos por la figura 13.

(14)- Determinación de la tubería mas económica para la línea principal.

La línea principal conduce agua a presión desde la fuente (la bomba) hasta los laterales e incluye la línea de abastecimiento que por lo general se encuentra fuera de los confines del campo que está siendo regado. Una vez que se selecciona la presión en los laterales la selección de la línea principal se basa en escoger aquella -- que sea lo suficientemente fuerte pero al mismo tiempo que minimize los costos anuales. Los factores dominantes en la selección sobre la base económica son: a) horas de operación durante la temporada de riegos; b) costo unitario de la energía y c) costo anual de la tubería. Este costo puede ser calculado por los métodos descritos en el Apéndice del capítulo IV, página D-57 a D-70. El costo total de la energía que incluye los factores (a) y (b) requiere de cálculos -- muy elaborados debido al tipo de tarifas de las compañías eléctricas. En el siguiente ejemplo, que puede servir para explicar el método de selección, el consumo de energía eléctrica se toma como el producto de una constante multiplicada por la energía total usada a) Ejemplo.

- Dados:- Longitud de la tubería principal, $L_1 + L_2 = 810$ pies (247.1m)
- Longitud de la línea de abastecimiento, $L_0 = 0$ pies.
- Diseño con laterales separados
- Gasto total, $Q = 399$ gpm (25.2 l/seg).
- Tiempo de operación anual = 1050 horas
- Gasto de energía = \$ 0.015 Dls./Kw-hr.
- = \$ 0.30 Mex./Kw-hr.
- Valor de rescate de tubería y coples = 10% del costo original.

Eficiencia del motor eléctrico = 0.88

Eficiencia de la bomba = 0.67

Carga de presión a la entrada de los laterales,

$H_m = 126$ pies (38.4 m).

Se requiere: los diámetros de tubería para obtener un mínimo costo anual en la tubería principal.

Solución: Utilizando los procedimientos señalados en el paso (14) - se encuentra que los requisitos correspondientes a varias pérdidas de carga en tuberías principales son como sigue:

Pérdida de carga en la tubería principal, pies	Longitud requerida en pies,			
	Diámetro de 6 pulgadas	diámetro de 5 pulgadas	diámetro de 4 pulgadas	diámetro de 3"
10	270	420	120	
25		300	450	60
40		150	510	150

Los costos anuales del agricultur son como sigue:

Pérdida de carga en la tubería	Costo original	Valor de rescate	Costo anual
	P	L	T*
10	\$ 1246.80	\$ 124.68	\$ 179.69
25	1020.07	102.01	147.01
40	964.07	96.41	138.94

*T = (P-L) x CRF + L.i, Ecuación (3), página D-64. CRF para 15 años al 12 por ciento es 0.1468 (Tabla 7, página D-65)

La energía para compensar la pérdida de carga en la tubería -- principal más la del lateral será la siguiente: (Esta energía es constante en el diseño de la tubería principal).

$$WHP = \frac{QH}{3960} ; IHP = \frac{WHP}{E_b E_m}$$

$$EC = IHP \times \underline{0.746} \times 1050$$

* Factor de conservación a Kw a Hp

Pérdidas de carga en la tubería	carga total pies	IHP		EC	
		WHP hp	Entrada al motor eléctrico hp	Energía consumida Kw-hr	Costo
10	136	13.70	22.56	17671	265.07 D.
25	151	15.21	25.05	19622	244.33
40	166	16.73	27.55	21580	323.70

Los costos totales asociados con el bombeo y el principal son:

10 pies de pérdida de carga en la tubería principal
 $179.69 + 265.07 = 444.76$

25 pies de pérdida de carga en la tubería principal.
 $147.01 + 294.33 = 441.34$

40 pies de pérdida de carga en la tubería principal.
 $138.94 + 323.70 = 462.64$

Es decir conviene más trabajar contra una carga de 25 pies finalmente.

Aparentemente, hay muy poca diferencia en el costo entre las tuberías operadas con 10 y 25 pies de pérdidas de carga.

EJEMPLOS DE DISEÑO DE METODOS
DE RIEGO AEREOS.

Aspersión.

I.- Información básica:

Cultivo: alfalfa.

Profundidad radicular: 2 pies (0.61 m)

Uso consuntivo máximo = 0.3 pulg/día (0.76 cm/día.)

Suelo = franco arcilloso.

Lámina de riego = 3 pulg (7.6 cm)

Velocidad de infiltración = 0.5 pulg/hora (1.27 cm/hora)

Area = 36.3 (14.70 ha)

Altura de bombeo = 55 pies (16.77 m).

Dimensiones del campo = 1,200 x 1,320 pies (366 x 403 m).

Velocidad del viento = 5 mph (8 Kph).

Eficiencia del riego = 75%

Horas de operación = 12 horas.

Topografía = plana.

II.- Cálculos preliminares:

a).- Intervalo de riego:

$$I = \frac{\text{Lámina neta}}{\text{Uso consuntivo max/día}} = \frac{3}{0.3} = 10 \text{ días.}$$

III.- Capacidad del sistema:

$$Q \text{ (litros/seg)} = \frac{2.78 \times \text{área (ha)} \times \text{Lámina de agua por aplicar en mm}}{\text{(hrs de bombeo por día)} \times \text{(intervalo de riego en días)}}$$

$$\text{Lámina bruta} = \frac{3}{0.75} = 4 \text{ pulg. (0.10 m)}$$

$$Q \text{ (lts/seg)} = \frac{2.78 \times 14.70 \times 100}{12 \times 10} = 34.05 \text{ l/seg.}$$

$$Q \text{ (g.p.m.)} = \frac{453 \times \text{área (acres)} \times \text{lámina bruta (pulg)}}{\text{Horas de bombeo/día} \times \text{intervalo de riego en días}}$$

$$Q = \frac{453 \times 36.3 \times 4}{120} = 548.12 \text{ g.p.m.} = 9.13 \text{ g.p. seg.}$$

IV.- Espacementos de aspersores y tipo de aspersor.

Como paso inicial se calcula la velocidad promedio de aplicación en función de la lámina bruta y tiempo de operación.

$$G_a = \frac{\text{lámina bruta}}{\text{tiempo de operación}} = \frac{4 \text{ pulg}}{12 \text{ horas}} = 0.33 \text{ pulg/hora} \text{ ---}$$

(0.83 cm/hora)

Con este valor se entra a las Tablas A, B, C, D, E, F, G y H del apéndice donde nos proporciona para diferentes combinaciones de espacemento los siguientes valores:

- 1.- Tamaño de boquilla .- ϕb en pulg.
- 2.- Presión de operación.- P_o en p.s.i.
- 3.- Diámetro de mojado.- ϕM en pies.
- 4.- Coeficiente de uniformidad.- C_u en por ciento.
- 5.- Gasto de la descarga de cada aspersor.- Q en g.p.m.

Como son varias las alternativas se tratará cada una de ellas hasta que produzca un período de tiempo para cubrir el tiempo menor que el dado por las condiciones de cultivo.

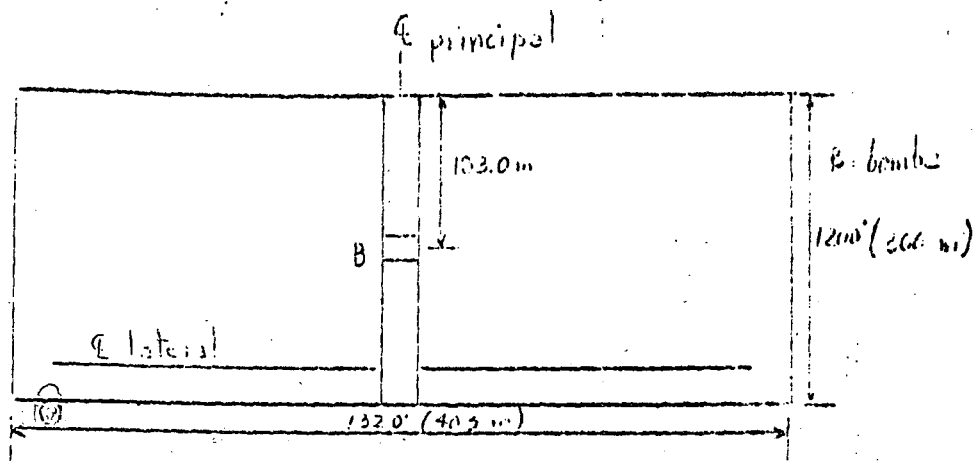


FIG. 64.- PLANTA DE LA DISTRIBUCION PROPUESTA.

En este problema conviene diseñar el principal en sentido transversal a la mayor dimensión del campo, ya que la fuente de agua está en el centro.

La longitud del principal será: 600 pies (183 m)

La longitud de los laterales será: 660 pies (201 m)

Con la velocidad del viento (5 M.p.h.), se escoge las Tablas A y B del apéndice y se entra con los argumentos de velocidad de aplicación y espaciamiento de laterales y aspersores.

Primer tanteo:

$$S_L = 20 \text{ pies} \quad \phi_b = 1/8 \text{ pulg.} \quad P_o = 40 \text{ p.s.i.}$$

$$S_M = 40 \text{ pies} \quad \phi_M = 78 \text{ pies.} \quad C_u = 84\%$$

Separación máxima: porcentaje por viento por diámetro mojado.

$$= 0.60 \times 78 = 46.8 \text{ pies.}$$

tenemos que: $\frac{1200}{46.8} = 25.6$ número de posiciones del lateral.

podemos tomar 26: es decir en todo el campo habrá 52 -- posiciones.

Si usamos 1 lateral operando 12 horas/día se requieren 52 días para cubrir todo el campo.

Si usamos 2 laterales se requieren 26 días.

Si usamos 3 laterales se requieren 17 días.

Si usamos 4 laterales se requieren 13 días.

Como el intervalo de riego es de 10 días ninguno -- satisface la condición.

Segundo tanteo:

$$S_L = 30 \text{ pies} \quad \phi_b = 5/32 \text{ pulg.} \quad P_o = 40 \text{ p.s.i.}$$

$$S_M = 40 \text{ pies} \quad \phi_M = 89 \text{ pies} \quad C_u = 85\%$$

$$\text{Separación máxima} = 0.6 \times 89 = 53.4 \text{ pies.}$$

$$\frac{1200}{53.4} = 23 \text{ posiciones: para todo el campo} = 46 \text{ posiciones.}$$

Para un lateral operando 12 horas/día se tarda 46 días.

Para dos laterales operando 12 horas/día se tarda 23 días.

Para tres laterales operando 12 horas/día se tarda 15 días.

Para cuatro laterales operando 12 horas/día se tarda 12 días.

Tercer tanteo:

$$S_L = 30 \text{ pies. } \phi b = 5/32 \text{ pulg. } P_o = 55 \text{ p.s.i.}$$

$$S_M = 50 \text{ pies. } \phi M = 91 \text{ pies } Cu = 85\%$$

$$\text{Se-paración máxima} = 0.6 \times 91 = 54.6 \text{ pies.}$$

$\frac{1200}{54.6} = 22$ posiciones y para todo el campo $22 \times 2 = 44$ posiciones. Se obtienen casi los mismos valores que el segundo tanteo.

Cuarto tanteo:

$$S_L = 30 \text{ pies. } \phi b = 3/16 \text{ pulg. } P_o = 45 \text{ p.s.i.}$$

$$S_M = 60 \text{ pies. } \phi M = 100 \text{ pies. } Cu = 85\%$$

$$\text{Separación máxima} = 0.6 \times 100 = 60 \text{ pies.}$$

$$\frac{1200}{60} = 20 \text{ posiciones y para todo el campo} = 40 \text{ cambios.}$$

Para un lateral operando 12 horas/día se tarda = 40 días.

Para dos laterales operando 12 horas/día se tarda = 20 días.

Para tres laterales operando 12 horas/día se tarda = 13 días.

Para cuatro laterales operando 12 horas/día se tarda = 10 días.

Aquí vemos que con cuatro laterales se nos ajusta al intervalo de riego requerido.

Vendo a las tablas del catálogo en este caso Buckner que se encuentran en el apéndice, el modelo de aspersor que más se parece es el 180 G.

Con las siguientes características:

$$\varnothing M = 98 \text{ pies.} \quad P_0 = 45 \text{ p.s.i.}$$

$$Q = 6.8 \text{ g.p.m.} \quad \varnothing b = 3/16 \text{ pulg.}$$

V.- Número de aspersores:

$$\text{No. de aspersores} = \frac{\text{gasto total}}{\text{gasto x aspersor}} = \frac{548.12}{6.8} =$$

80.60 aspersores.

Podemos tomar 80 es decir $\frac{80}{4} = 20$ aspersores por lateral.

VI.- Velocidad de aplicación.

Es solo para comprobar:

$$G_a = \frac{96.3 \times Q}{S_L \times S_M}$$

G_a = velocidad de aplicación en pulg/hora

Q = gasto del aspersor en g.p.m.

S_L = espaciamiento de aspersores sobre el lateral en pies.

S_M = espaciamiento de laterales sobre el principal en - - pies.

$$G_a = \frac{96.3 \times 6.8}{30 \times 60} = 0.37 \text{ pulg/hora valor menor que } 0.50 \text{ - pulg/hora del suelo.}$$

Como se vá a aplicar 4 pulgadas el tiempo necesario será

$$\frac{4}{0.37} = 10.8 \text{ horas: aproximadamente coincide con el valor las hrs. - de aplicación que son 12 horas.}$$

VII.- Tamaño de los elevadores.

El uso de los elevadores entre el lateral y el aspersor es necesario porque cuando el agua que alimenta el aspersor es derivada del flujo principal, se produce una turbulencia que necesita ser absorbida por el elevador, pues si no, el rompimiento del chorro se produce antes de salir, con una considerable reducción en el alcance.

El tamaño de los elevadores de acuerdo con el gasto del aspersor es:

15	a	45	1.p.m.	0.15 m
45	a	100	1.p.m.	0.25 m
100	a	200	1.p.m.	0.30 m
200	a	500	1.p.m.	0.45 m
mayor	de	500	1.p.m.	0.90 m.

TABLA. 23 TAMAÑO DE ELEVADORES. (García- 34)

En algunos cultivos el tamaño de los elevadores está determinado por la altura de la planta. La altura mínima de los elevadores para cultivos debe ser de 60 cm. Tomaremos una altura de 80 cm.

VIII.- Cálculo de los diámetros de la línea lateral.

Se considera que deben usarse como máximo dos diámetros y que la pérdida por fricción permisible en el lateral será de el 20% de la presión escogida para el aspersor por lo cual equivale a una variación del 10% en el gasto.

Entrando a la Tabla 15 con los argumentos del gasto del aspersor y número de aspersores. gasto = 6.8 g.p.m. y -- número de aspersores = 20, se obtiene con espaciamiento de 30-pies que el diámetro indicado es de 3 pulg.

Para obtener las pérdidas por fricción en el lateral se multiplica el factor obtenido en la tabla 14 las correspondientes a un diámetro igual de tubería sin aspersores.

En este ejemplo el factor para 20 aspersores es de -- 0.359 según Tabla 13, este número se multiplica por las pérdidas por fricción obtenidos en la Tabla 14 para un gasto $Q = 20 \times 6.8 = 136$ g.p.m. (para cada lateral). Entrando en la Tabla -- tenemos $H_F = 2.60$ p.s.i./100 pies.

$$H_F \text{ total} = \frac{2.60 \times 660}{100} \times 0.359 = 6.16 \text{ p.s.i.}$$

$$H_F \text{ permisible} = 45 \times 0.2 = 9.0 \text{ p.s.i.}$$

Como $H_F \text{ total} < H_F \text{ permisible}$ ∴ está correcto.

IX.- Cálculo del diámetro principal

El gasto del sistema = 80 aspersores \times 6.8 g.p.m. gasto del aspersor. = 544 g.p.m.

Análisis económico e hidráulico. Entrando a la Tabla -- 14 se encuentra que para un gasto de 550 g.p.m.

Diámetro (Pulg.)	H_F p.s.i. en 100 pies.
5	2.64
6	1.08
8	0.27
10	0.09

Las pérdidas por fricción total para cada diámetro, -
sabiendo que la longitud del principal es de 600 pies.

Diámetro (Pulg)	H_f Total (p.s.i.)
5	$2.64 \times 6 = 15.84$
6	$1.08 \times 6 = 6.48$
8	$0.27 \times 6 = 1.62$
10	$0.09 \times 6 = 0.54$

Si la bomba tiene una presión de 50 p.s.i. y se acepta un 20% de pérdidas el final, las pérdidas por fricción permisibles serán $50 \times 0.2 = 10$ p.s.i. entonces se pueden tomar 6, 8 ó 10 pulg. según las pérdidas por fricción ahora haciendo el - - análisis económico propuesto por Keller (43):

Diámetro (pulg)	Costo/100 pies (dollars)	Costo anual fijo 100 pies. (dollars)
5	118.0	16.00
6	140.0	19.00
8	176.0	24.00
10	235.0	32.00
12	302.0	41.00

TABLA 24. COSTOS INICIALES Y ANUALES (6% EN 10 AÑOS) --
PARA VARIOS DIAMETROS DE TUBERIA (Keller 43)

Análisis económico de la línea principal basado en costos de 100 pies de tubería. Los costos son en dólares.

C O N C E P T O	Diámetro de la tubería en pulg.			
	5	6	8	10
1.- Costos fijos por estación según tabla 24.	\$ 16.00	\$ 19.00	\$ 24.00	\$ 32.00
2.- Diferencias de costos fijos	\$ 3.00	\$ 5.00	\$ 8.00	
3.- W.H.P. Ahorrados requeridos para compensar la línea - 2 (Δ WHP):	0.094	0.156	0.250	
4.- Diferencias de pérdidas de carga representadas por la línea 3.	0.684	1.135	1.820	
5.- Grado de flujo que representa la línea 4 según Fig. 65.	230	420	1300	

Procedimiento. Datos requeridos:

- a).- Operación de la bomba por ciclo: 2,000 horas.
 b).- Eficiencia : 75%
 c).- Costo total de potencia incluidos los de operación y fijos. : 0.012/bhp/hora.

bhp = caballos de potencia al freno.

$$W.H.P. = \frac{bhp}{\text{eficiencia del sistema}}$$

Los costos son en dólares.

$$W.H.P. = \frac{QH}{3960}$$

Q = Gasto en galones/minuto.

H = Carga total manométrica en pies.

$$\begin{aligned} \text{El costo de W.H.P. por ciclo} &= \frac{2000 \text{ horas} \times 0.012/\text{bhp-hora}}{0.75} \\ &= \$ 32.0/\text{W.H.P.}/ \text{ciclo.} \end{aligned}$$

La línea 3 se resuelve de la siguiente manera:

Basados en \$ 32.00 por W.H.P. por ciclo los, \$ 3.00 -
 representan $\frac{3}{32} = 0.094$ W.H.P.

Como:

$$\frac{5}{32} = 0.156 \text{ W.H.P.}$$

$$\frac{8}{32} = 0.250 \text{ W.H.P.}$$

La línea 4 se resuelve de la siguiente manera:

$$W.H.P. = \frac{QH}{3960}$$

Despejando H

$$H = \frac{3960 \times \Delta W.H.P.}{Q} \text{ donde en este caso}$$

$\Delta W.H.P.$ representa la potencia adicional.

$$H_1 = \frac{0.094 \times 3960}{544} = 0.684 \text{ pies.}$$

$$H_2 = \frac{0.156 \times 3960}{544} = 1.135 \text{ pies.}$$

$$H_3 = \frac{0.250 \times 3960}{544} = 1.820 \text{ pies.}$$

La línea 5 se resuelve por medio de la Fig. 65 la cual da los resultados siguientes:

$$q_1 = 230 \text{ galones por minuto}$$

$$q_2 = 420 \text{ galones por minuto}$$

$$q_3 = 1300 \text{ galones por minuto}$$

Debe tomarse el diámetro que da un gasto cercano a 544 g.p.m. se encuentra entre el gasto de 420 y 1300 g.p.m. y entre ambos se halla el diámetro de 8 pulg.:

X.- Selección de la bomba y el motor.

Se necesitan los siguientes datos:

1.- Gastos. El gasto lo da el producto de aspersores que trabajan simultáneamente por su gasto medio.

$$Q = 80 \times 6.8 = 544 \text{ g.p.m.}$$

2.- Carga manométrica. Se compone de:

a).- Carga estática. Es la distancia vertical - entre el nivel del agua y el aspersor mas - elevado en el terreno, se encuentra formado a su vez por:

h_s = altura de succión: desnivel - - entre el agua y el centro de la descarga de la descarga de la bomba.

h_d = altura de descarga: desnivel - - entre el centro de la descarga de la bomba - y la parte mas alta del terreno a regar.

h_e = altura de los elevadores.

b).- Carga de presión. Es la requerida para que la boquilla del aspersor la convierta en - - carga de velocidad y distribuye el agua.

P_m = presión escogida para el funcionamiento del aspersor.

c).- Carga de fricción. Es la pérdida de carga - que se produce cuando el agua fluye por la - tubería debido al rozamiento que ocurre. - Está formado por:

h_{f_s} = fricción en la tubería de succión.

h_{P_F} = fricción en la tubería principal.

$0.75 L_f$ = fricción en la tubería lateral.

d).- Carga de velocidad. Es la necesaria para - que la bomba realice el trabajo de tener al agua en movimiento.

$$h_v = \frac{v^2}{2g}$$

v = velocidad media del agua en m/seg.

g = aceleración de la gravedad en m/seg.

De las cantidades anteriores h_{f_s} y h_v generalmente se desprecian por su pequeñez en relación con las otras.

En resumen:

$$H_m = h_{f_s} + h_d + P_m + P_F + 0.75 L_f + \text{Accesorios.}$$

Donde analizando cada uno de ellos tenemos:

$$h_{f_s} + h_d + \dots = 55 \text{ pies.}$$

$P_m = 45$ s.i. Para convertir las libras por pulgadas cuadradas a pies de columna de agua es necesario multiplicarlos por 2.31

$$P_m = 45 \times 2.31 = 103.95 \text{ pies.}$$

$$h_{P_F} = 2.31 \times 1.62 = 3.74 \text{ pies.}$$

$$0.75 L_F = 0.75 \times 6.16 \times 2.31 = 10.67 \text{ pies.}$$

$$\text{Acesorios} = 3,0 \times 2,31 = 6,90 \text{ pies.}$$

$$H_M = 55,00 + 103,95 + 3,74 + 10,67 + 6,90 = 180,26 \text{ pies.}$$

$$H_M = 0,3048 \times 180,26 = 54,94 \text{ m}$$

3.- Potencia requerida:

a).- Teórica:

$$P_t = \frac{Q \cdot H_M}{76}$$

P_t = potencia teórica en H.P.

Q = gasto en l/seg.

H_M = carga total en m.

$$Q = 544 \times 3,785 \text{ l/m} = 34,31 \text{ l/seg.}$$

$$P_t = \frac{34,31 \times 54,94}{76} = 24,80 \text{ H.P.}$$

b).- Al freno: Se obtiene dividiendo la potencia teórica entre la eficiencia mecánica de la bomba y es la potencia que se necesita entregar a la flecha del impulsor, de la bomba.

$$P_F = \frac{P_t}{n_m}$$

P_F = potencia al freno en H.P.

n_m = eficiencia mecánica

$$P_F = \frac{24,80}{0,75} = 33,07 \text{ H.P.}$$

c).- Potencial en el motor

$$P_m = \frac{P_F}{n_t}$$

P_m = potencia del motor en H.P.

n_t = eficiencia de la transmisión

n_t = 90%

$P_m = \frac{33.07}{0.9} = 36.74 \text{ H.P.}$

d).- Tipo de motor.

El tipo de motor utilizado para el bombeo de agua en el sistema de riego por aspersión puede ser eléctrico o de combustión interna y los factores que influyen en su selección son:

- 1.- Disponibilidad de corriente eléctrica o combustible.
- 2.- Potencia requerida para el motor.
- 3.- Costo inicial y de mantenimiento.
- 4.- Conveniencias de instalaciones portátiles.

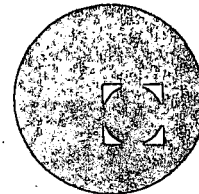
e).- Selección final.

Una vez resuelto el problema del tipo de motor y conocidos el gasto y la carga necesaria, escogemos la unidad adecuada entre los tipos que existan en el mercado. Cada marca tiene un catálogo con tablas o características en donde fácilmente se selecciona la bomba que se ajusta a las necesidades de cada caso.

Las bombas en el riego por aspersión trabajarán largos períodos sin ser vigiladas por lo que requieren controles de seguridad que automáticamente paren el motor en caso de faltar el agua en la succión, de bajar la presión del aceite o de subir excesivamente la temperatura de trabajo del motor.



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



SISTEMAS DE RIEGO Y DRENAJE

CROP SALT TOLERANCE: EVALUATION OF EXISTING DATA

E. V. MAAS AND G. J. HOFFMAN

SEPTIEMBRE, 1978



CROP SALT TOLERANCE: EVALUATION OF EXISTING DATA

E. V. Maas and G. J. Hoffman 1/

INTRODUCTION

Salinity is perhaps the most important problem affecting irrigation agriculture in the world. It has been estimated that salinity limits crop production on 4×10^7 ha, or one-third of the world's irrigated land. In addition, millions of hectares of potentially irrigable land could become saline if put into production. It is imperative, therefore, that we provide the best salt-tolerance data available for crop selection and management decisions in these areas.

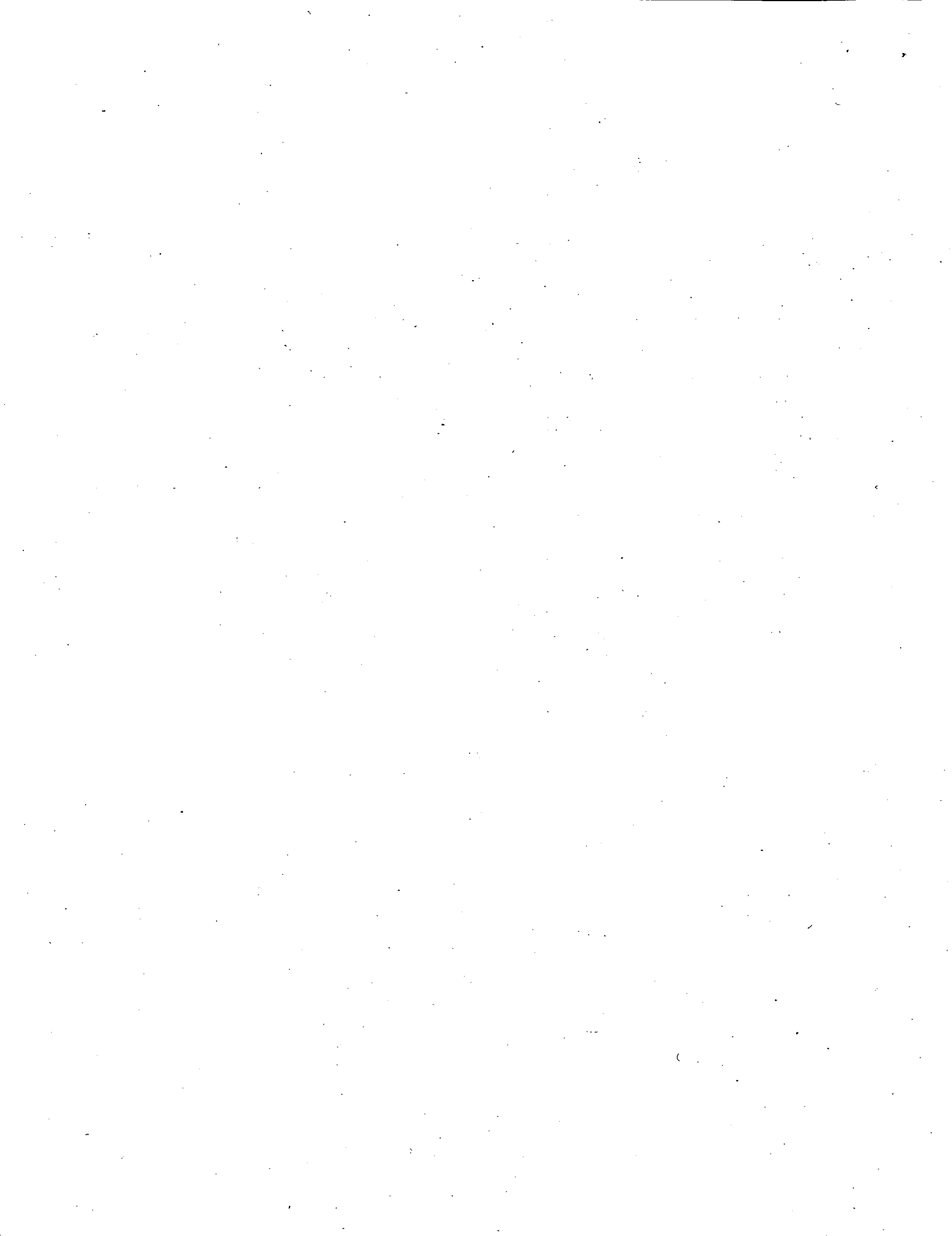
The U.S. Salinity Laboratory has conducted considerable research on plant salt tolerance, and the data compiled (Bernstein, 1964b; and U.S. Salinity Laboratory Staff, 1954) have been cited and used throughout the world. Since then, additional data have been obtained and innumerable publications have appeared dealing with salt tolerance. To provide current assessment of the relative tolerance of agricultural crops, we recently completed an extensive review and evaluation of the past 30 years' literature (Maas and Hoffman, 1976). Those data are presented graphically in this paper so that the relative tolerance among crops can easily be seen. The criteria required to express salt tolerance and the factors that influence and limit the use of these data are briefly discussed.

SALT TOLERANCE CRITERIA

Salt tolerance of agricultural crops typically is expressed as the decrease in yield associated with a given level of soil salinity as compared with yield under non-saline conditions (Berg, 1950; Bernstein, 1964b; Bernstein, 1974; de Forges, 1970; and U.S. Salinity Laboratory Staff, 1954). Acquisition of reliable salt-tolerance data requires appropriate measures of both soil salinity and plant response so that reductions in crop yield can be correlated with increases in salinity.

The primary salinity factors influencing plant growth are the kind and concentration of salts present in the soil solution. The predominate soluble ions in saline soils and waters are sodium, calcium, magnesium, bicarbonate, chloride, and sulfate. Except where ratios of these ions are extreme, most plants respond to salinity as a function of the total salt concentration or osmotic potential of soil water without regard to the salt species present (Bernstein, 1961). Nevertheless, some herba-

1/ U.S. Salinity Laboratory, Riverside, California.



ceous plants and most woody species are susceptible to specific ion toxicities. For example, many fruit and berry crops are susceptible to chloride and sodium injury. Boron, an essential element for plant growth, is often found in saline soils at concentrations toxic to many plants. The maximum permissible levels of chloride, sodium, and boron in soil saturation extracts for some crops have been published (Bernstein, 1974). Occasionally, salinity induces nutritional imbalances or deficiencies that cause decreased growth and plant injury not attributable to osmotic effects alone (Bernstein, 1964a; and Bernstein and Hayward, 1958). Sulfate-induced calcium deficiency is one common example. Obviously, the relationship between total soluble salts in the root medium and crop yield must be corrected for these special cases.

Salt concentration in soils usually is determined by measuring the electrical conductivity of a soil saturation extract (EC_e) obtained from the active root zone (U.S. Salinity Laboratory Staff, 1954). The electrical conductivity of a solution is directly proportional to its concentration of soluble salts and, within limits, EC_e can be related to the EC of the soil water. For many soils, the soluble-salt concentration of the soil solution at field capacity is about twice that at saturation. Although EC_e can be routinely and reproducibly determined in the laboratory, in situ measurements of soil water salinity obviously are preferable. These measurements are now possible by using either salinity sensors (Oster and Ingvalson, 1967; and Oster and Willardson, 1971) or the four-electrode resistance probe (Rhoades and Ingvalson, 1971; and Rhoades, 1975).

Since salt distribution in the soil usually varies in both space and time, it is also important to know when and where to take salinity measurements. Except under irrigation with high-leaching fractions, salinity profiles are usually highly nonuniform, with concentrations ranging from about that of the irrigation water near the soil surface to many times higher at the bottom of the root zone. As a result of evapotranspiration and drainage, the salt concentration also changes with time between irrigations; consequently, irrigation frequency influences the magnitude of these changes.

Most salt-tolerance data were obtained where salinity was maintained essentially uniform throughout the root zone by irrigating soil plots or sand cultures with saline waters and high-leaching fractions. These conditions minimize the ambiguity encountered when interpreting results obtained from nonuniform salinity profiles. However, applying these data to field conditions where the distribution of salt is neither uniform in depth nor constant with time is difficult and requires knowledge of how plants respond to varying salinity. Assuming that plants respond primarily to the soil water salinity in that part of the root zone with the highest total water potential, then time-integrated salinity measured in the zone of maximum water uptake should

correlate best with crop response. Under high-frequency irrigation, this zone corresponds primarily to the upper part of the root zone where soil salinity is influenced mostly by the salinity of the irrigation water (Bernstein and Francois, 1973). With infrequent irrigation, the zone of maximum water uptake becomes larger as the plant is forced to extract increasingly saline water from increasingly greater depths.

The only agronomically important plant criterion for establishing salt tolerance is the commercial yield of the crop. Vegetative growth, although often used, is not always a reliable guide for predicting fruit or seed production. Grain yields of rice (Pearson, 1959) and corn (Kaddah and Chowail, 1964) may be greatly reduced without appreciably affecting straw yield. With some other crops, e.g., barley, wheat, cotton, and some tolerant grasses, seed or fiber production is decreased much less than vegetative growth (Ayers, Brown, and Wadleigh, 1952; and unpublished USSL data). For root crops, storage-root yields may be decreased much more than that of tops or fibrous roots (Hoffman and Rawlins, 1971; and Lunin, Gallatin, and Batchelder, 1963).

FACTORS INFLUENCING SALT TOLERANCE

Salt tolerance is a relative value based upon the climatic and cultural conditions under which the crop was grown. Salt tolerance lists published by the U.S. Salinity Laboratory (Bernstein, 1964b; Bernstein, 1974; and U.S. Salinity Laboratory Staff, 1954) represent relative tolerance when crops are grown under conditions simulating cultural and management practices recommended for commercial production in the southwestern United States. Absolute tolerances that reflect predictable inherent physiological responses by plants cannot be determined because many interactions among plant, soil, water, and environmental factors influence the plant's ability to tolerate salt.

Plant sensitivity to salinity often varies from one growth stage to the next (Maas and Hoffman, 1976). For example, barley, corn, rice, and wheat are more sensitive during emergence and early seedling growth than during germination and later stages of growth and grain development. In contrast, sugarbeet and safflower are most sensitive during germination. To avoid problems at sensitive stages of growth, one must know the salt tolerance at these specific stages for some crops and use appropriate management practices to reduce salinity. Although salt tolerance is usually reported as single value for a crop, several examples of varietal differences are now known (Maas and Hoffman, 1976). Interestingly, these crops (e.g., bermudagrass, bromegrass, bentgrass, barley, rice, wheat, soybean, birdsfoot trefoil, and berseem clover) belong to either the Gramineae or Leguminosae families. Perhaps as crops are developed from an increasingly diverse genetic base, even more variability will be found. Rootstocks must be considered in evaluating salt-tolerance differences among tree and vine crops. Salt tolerance of avocado, citrus, grapes, and many stone-fruit trees is related to the ability of rootstocks to exclude chloride.



Soil fertility interacts with salinity to affect the apparent tolerance of many crops. These interactions and how they affect interpretations of salt tolerance data have been discussed by Bernstein, Francois, and Clark (1974). Crops generally seem more salt tolerant when grown with poor rather than with adequate fertility, but only because yields are depressed more by inadequate nutrition under non-saline than under saline conditions. Although fertilization increases yields on infertile saline soils, it usually has no effect on relative salt tolerance because it increases yields proportionately more on comparable non-saline soils. Unless salinity causes specific nutritional problems, fertilization in excess of that required for non-saline soil usually has little beneficial effect and may, in fact, aggravate salt injury (Bernstein, Francois, and Clark, 1974). Other soil factors that may influence crop salt tolerance include soil matric potential, leaching fraction, poor soil aeration, and a shallow water table.

Climatic conditions often influence plant response to salinity. Many crops appear less salt tolerant when grown in a hot, dry climate than in a cool, humid one (Magistad, Ayers, Wadleigh, and Gauch, 1943). Hoffman and co-workers (Hoffman and Rawlins, 1971; and Hoffman, Rawlins, Garber, and Cullen, 1971) found that high atmospheric humidity tended to increase salt tolerance, especially that of salt sensitive crops. Controlled-environment studies indicate that air pollution may increase the apparent salt tolerance of many crops. For example, alfalfa grown at ozone concentrations often prevalent in several agricultural areas, yields were highest at moderate salinity levels that normally reduce growth (Hoffman, Maas, and Rawlins, 1975). Because some crops are affected more by air pollutants when grown under non-saline than under saline conditions, they may seem more salt tolerant in air-polluted areas.

SALT TOLERANCE EVALUATIONS

The most difficult task in evaluating crop salt tolerance data is accounting for the many factors that may influence the plant's response to salinity. A review of the literature reveals that many experimental procedures have been used for determining salt tolerance. Experiments have been conducted in soil, sand, and water cultures; in field, small plots, greenhouse, and growth chambers; and under nearly every conceivable environmental condition. Salination methods have differed, as have ways of measuring and reporting salinity levels in the root medium. Likewise, plant response to salinity has been measured in several ways and at various stages of growth and development. In many experiments, important variables were either not measured or reported, or were uncontrolled.

Notwithstanding the difficulties in evaluating and normalizing the extensive data published worldwide, we have compiled and reviewed all available salt tolerance data from the past 30 years to present our

best assessment of the relative salt tolerance of agricultural crops (Maas and Hoffman, 1976). In general, only those data correlating crop yield to the total soluble salts in the root medium were considered. Sodic soil conditions, specific ion toxicities, and nutritional effects were not evaluated. Unfortunately, vegetative growth had to be used for some tree and vine crops because of the lack of yield data. Experiments without adequate control of the factors influencing salt tolerance and papers that failed to mention these factors were not considered in the salt tolerance evaluations. For ease in interpretation, all salinity values were converted to EC_e and all yield data were converted to a relative basis, with the yield of the control treatment assigned a value of 100.

The salt tolerance data for 61 crops are presented in Figures 1-8. In general, crop yields were not decreased significantly until a threshold salinity level was exceeded, and then yields decreased approximately linearly as salinity increased beyond the threshold. The few exceptions to this were of minimal concern because deviations from linearity occurred in the lower part of the curve where yields were commercially unacceptable. The salt-tolerance curve for each crop was obtained by calculating a linear regression equation for the yield data beyond the threshold from each individual experiment. When more than one experiment was considered for determining the salt tolerance of a crop, the slope and intercept values for the various experiments were averaged. In some cases, inclusion or exclusion of data required subjective judgment. Because of the limited salinity range tested in some studies, data from some experiments could be used only to establish threshold salinities and those from others only to determine slope.

Relative yield (Y) at any given soil salinity (EC_e) can be calculated by the equation

$$Y = \frac{100 (EC_0 - EC_e)}{EC_0 - EC_{100}}$$

where EC_{100} is the salinity threshold value (EC_e where $Y = 100$) and EC_0 the salinity at zero yield (EC_e where $Y = 0$). The values for EC_{100} and EC_0 for a given crop can be taken from the appropriate figure. Using alfalfa as an example, $EC_{100} = 2$ mmho/cm and $EC_0 = 15.7$ mmho/cm from Figure 3; therefore, at a soil salinity of 5.4 mmho/cm, the relative yield, $Y = 100(15.7 - 5.4)/(15.7 - 2.0) = 75\%$.

A qualitative salt tolerance rating for each crop is also indicated by the shaded areas in the figures. Four divisions were selected to correspond with commonly used terminology ranging from sensitive to tolerant (Fig. 1). The division boundaries for these qualitative ratings approximate the slopes of the linear curves that represent most



of the crops reported. With few exceptions the linear salt tolerance curve for each crop remained within one division. Where the salt tolerance curve crosses division boundaries, the crop is rated based on its tolerance at salinity levels where yields are commercially acceptable. Because of insufficient data to determine curves for some crops, only qualitative salt tolerance ratings could be assigned and these are listed in Table 1.

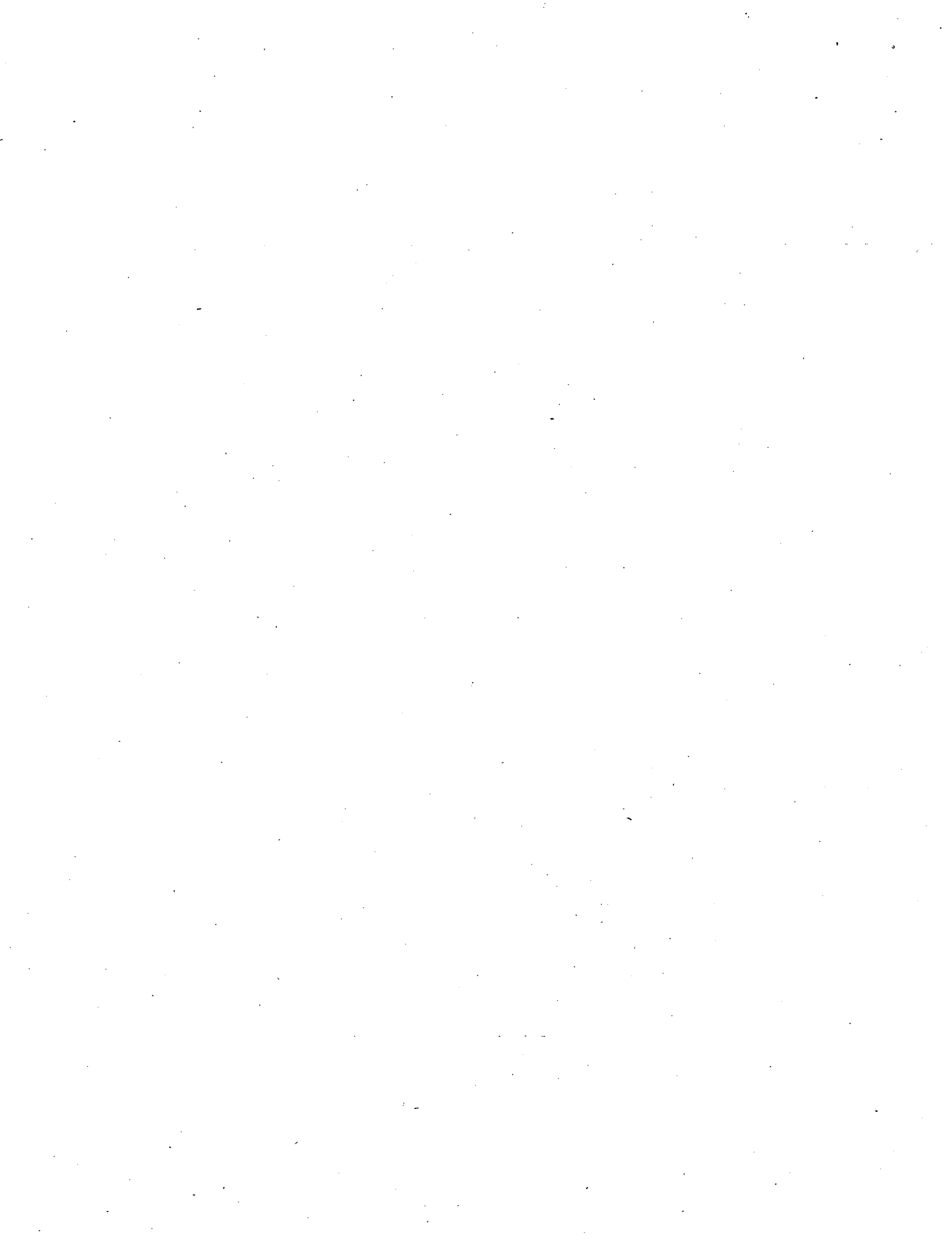
Table 1: Qualitative salt tolerance rating of crops lacking sufficient data for quantitative rating.

Crop Salt Tolerance Rating			
Sensitive	Moderately Sensitive	Moderately Tolerant	Tolerant
Apple	Bentgrass	Bromegrass	Wildrye, Altai
Avocado	Millet, Foxtail	Canarygrass, seed ⁺	Wildrye, Russian
Lemon	Rhodesgrass	Olive	
Okra	Timothy	Safflower	
Raspberry		Sorghum	
		Wheatgrass, slender	

The salt tolerance evaluations presented here agree remarkably well with data published from this Laboratory (Bernstein, 1964b; and Bernstein, 1974) even though new and additional experimental data were used for many crops. Only the tolerance of garden beet and bermudagrass changed significantly and both seem less tolerant than previously reported. The threshold salinities of corn, grape, and spinach dropped slightly as compared with extrapolated values from Bernstein's evaluations (Bernstein, 1974), whereas threshold salinities of cotton, soybean, and wheat increased about 1 mmho/cm. Several new crops were added to the list but quantitative evaluations of a few others were not included because the data were equivocal.

In summary, we again emphasize that these data do not represent absolute salt tolerances independent of other factors. Instead, they furnish a guide to relative tolerances among various crops. Whereas absolute tolerance vary with climate, cultural practices, and other variables, relative tolerance should apply to most conditions.





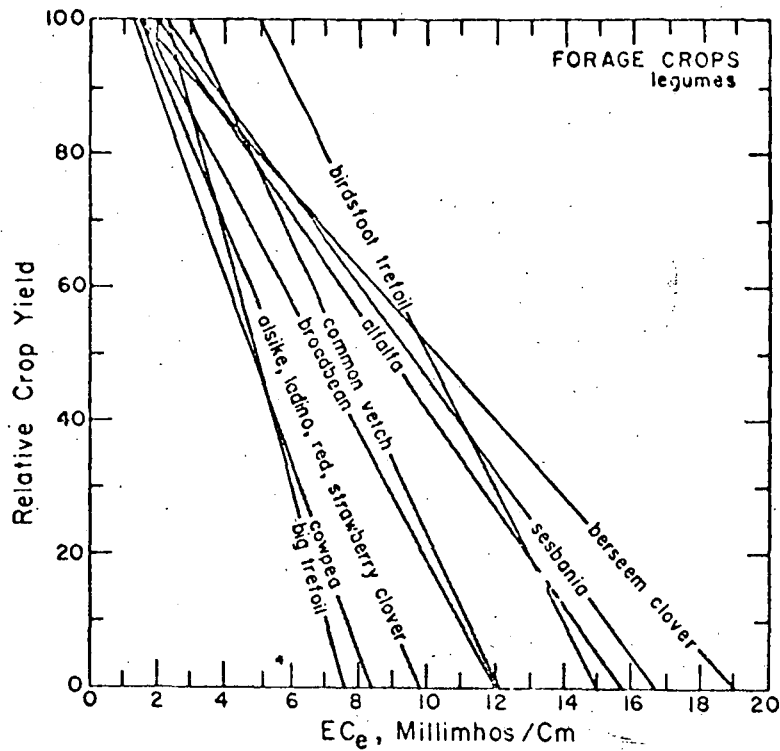


Figure 3: Salt Tolerance of Forage Crops - Legumes

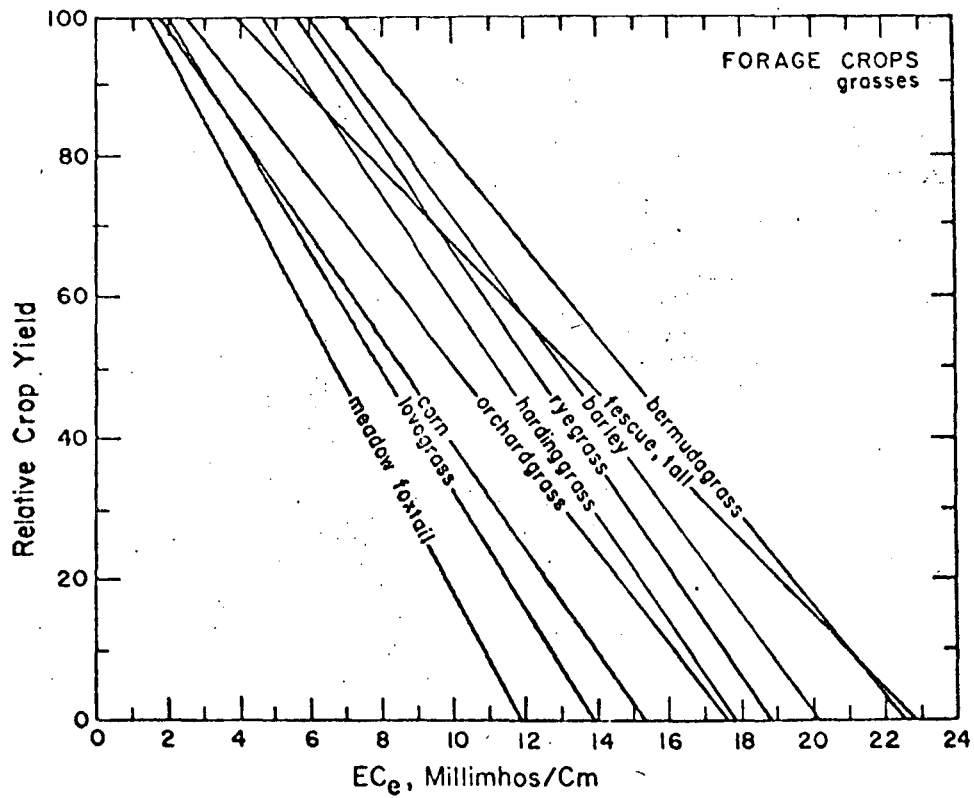
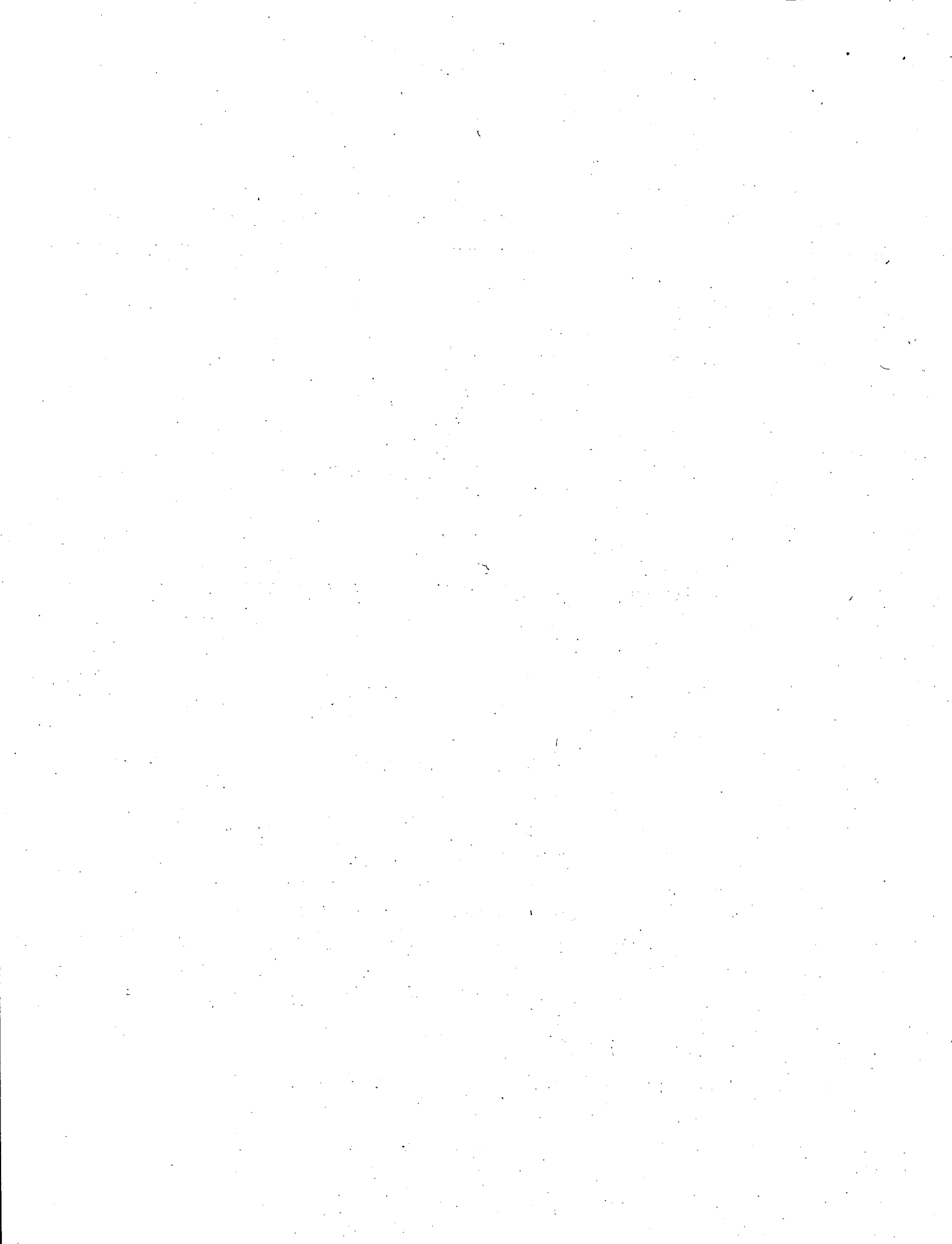


Figure 4: Salt Tolerance of Forage Crops - Grasses



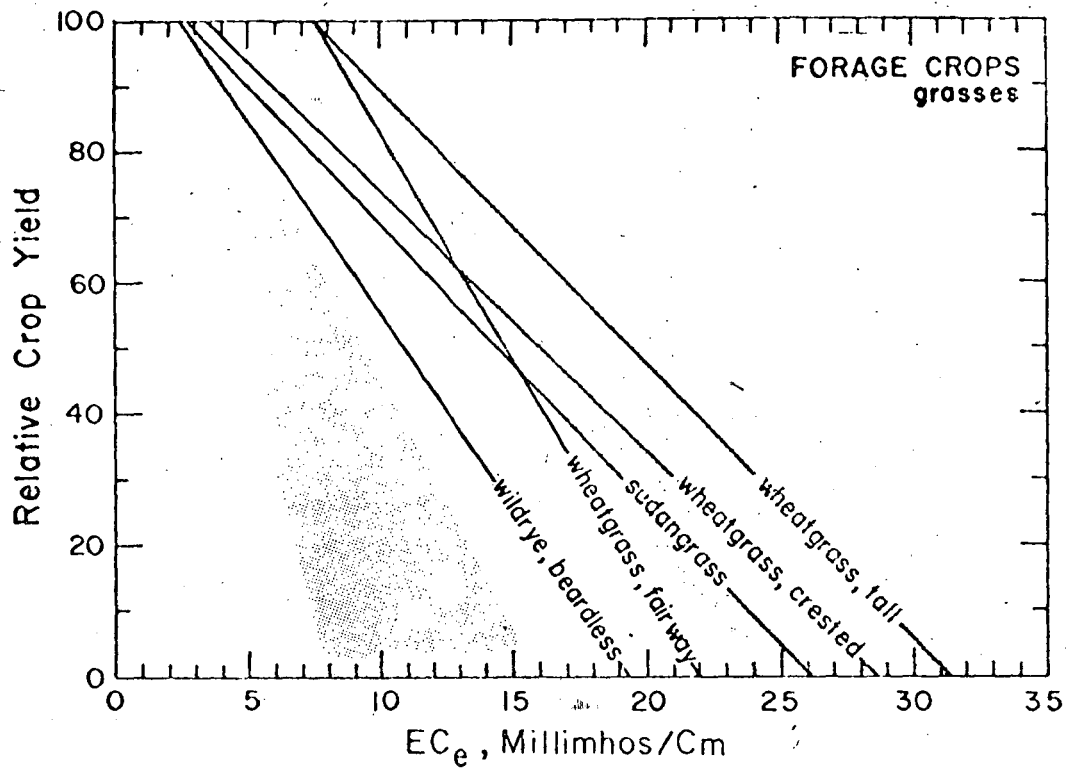


Figure 5: Salt Tolerance of Forage Crops - Grasses

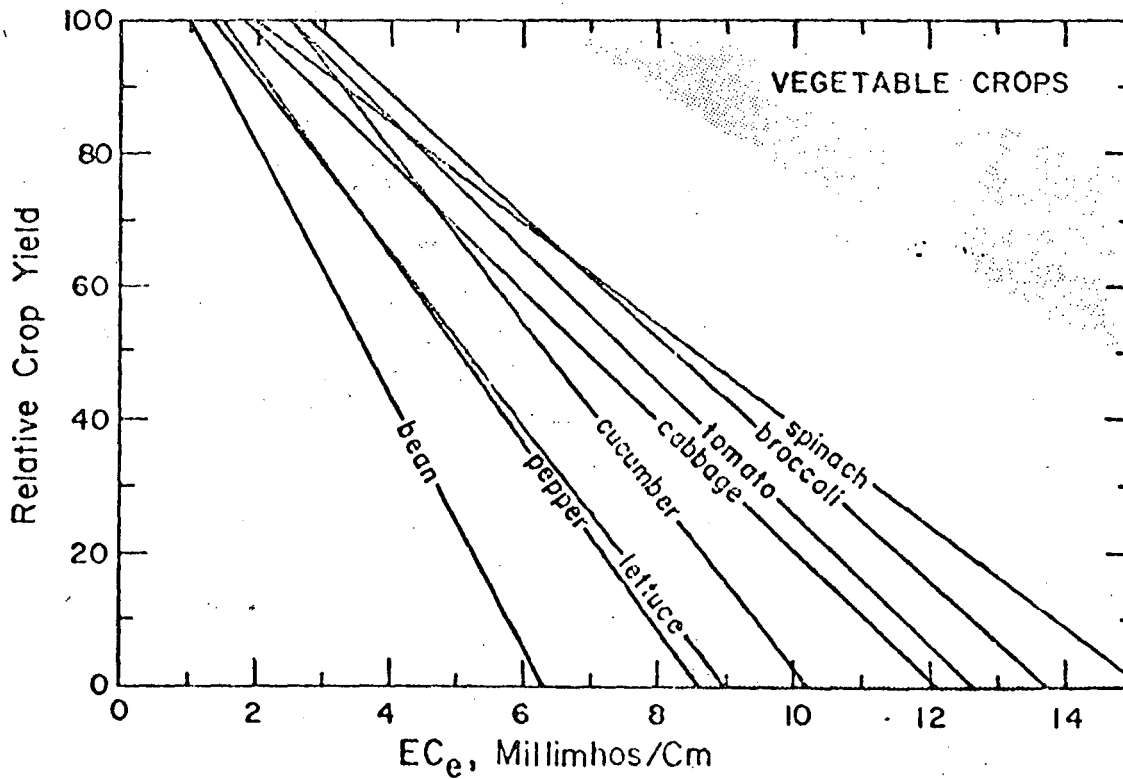
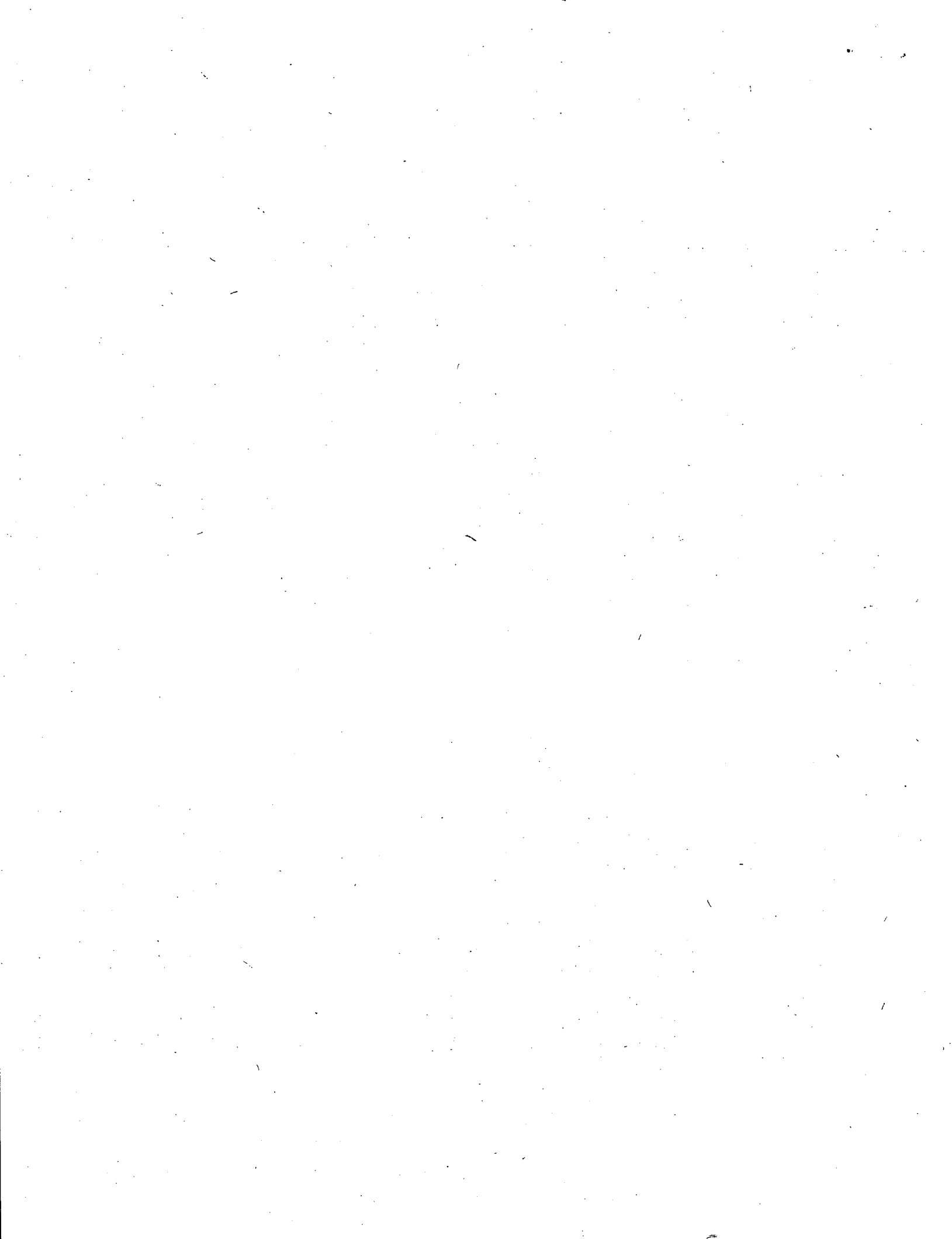


Figure 6: Salt Tolerance of Vegetable Crops



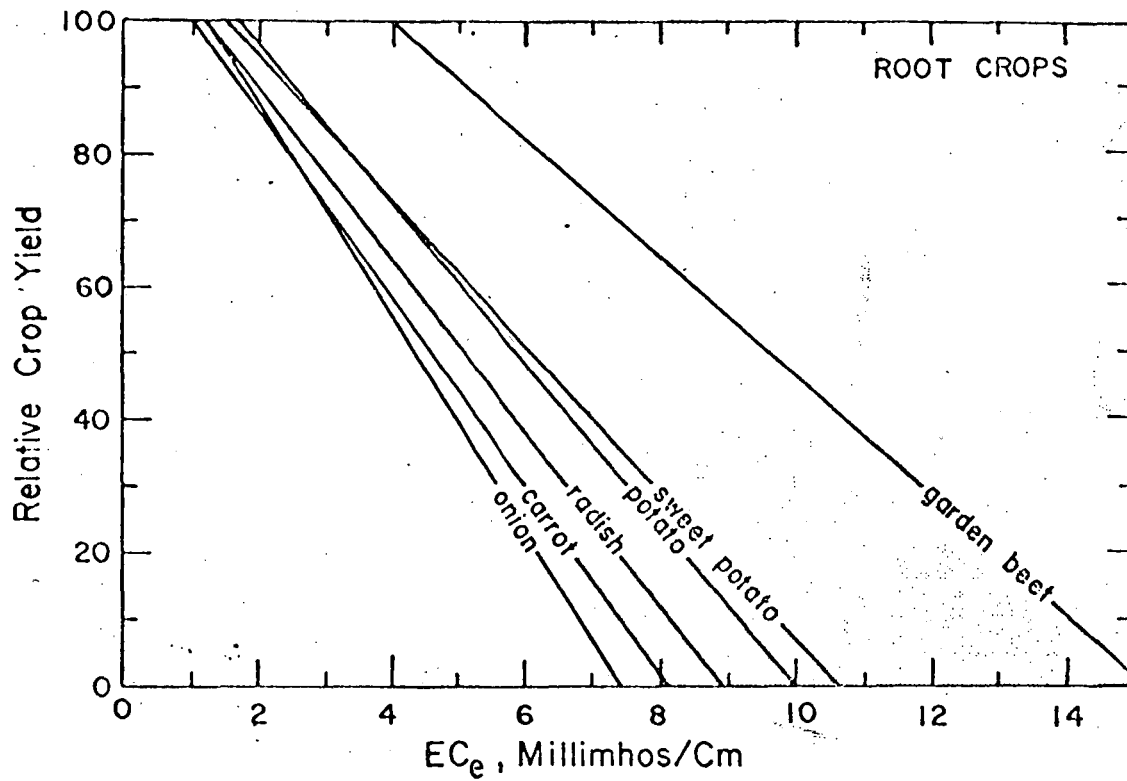


Figure 7: Salt Tolerance of Root Crops

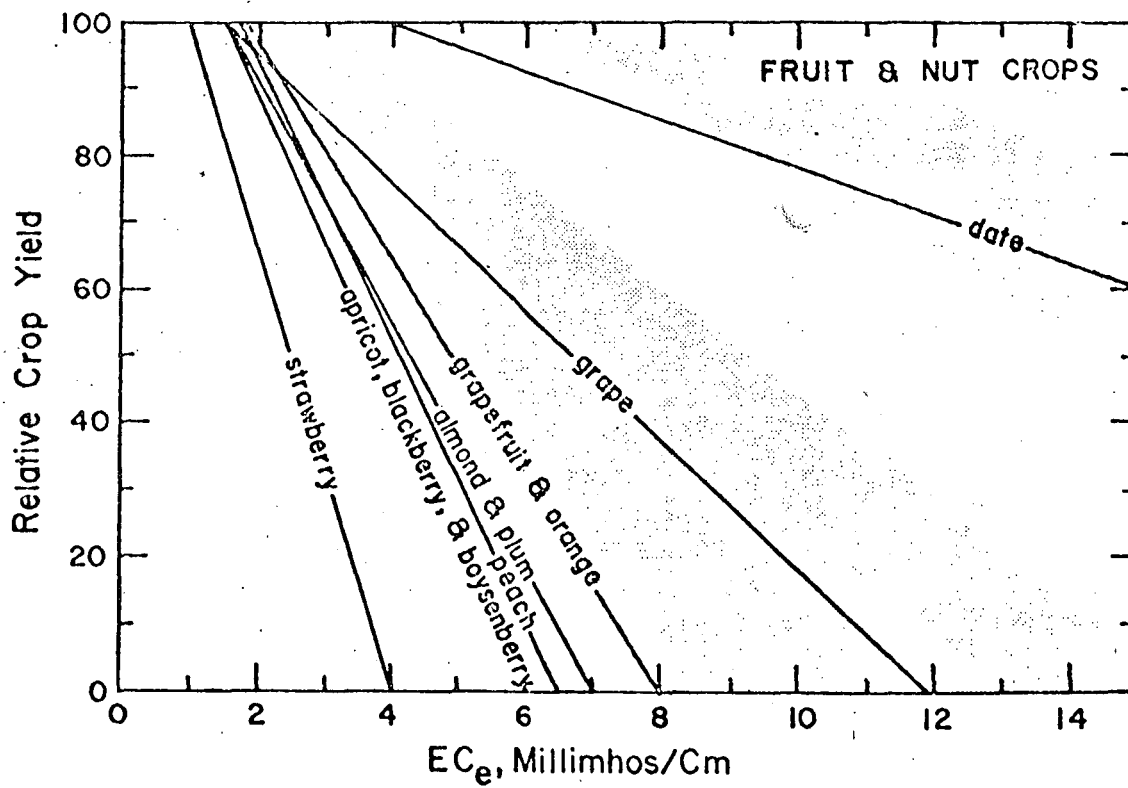
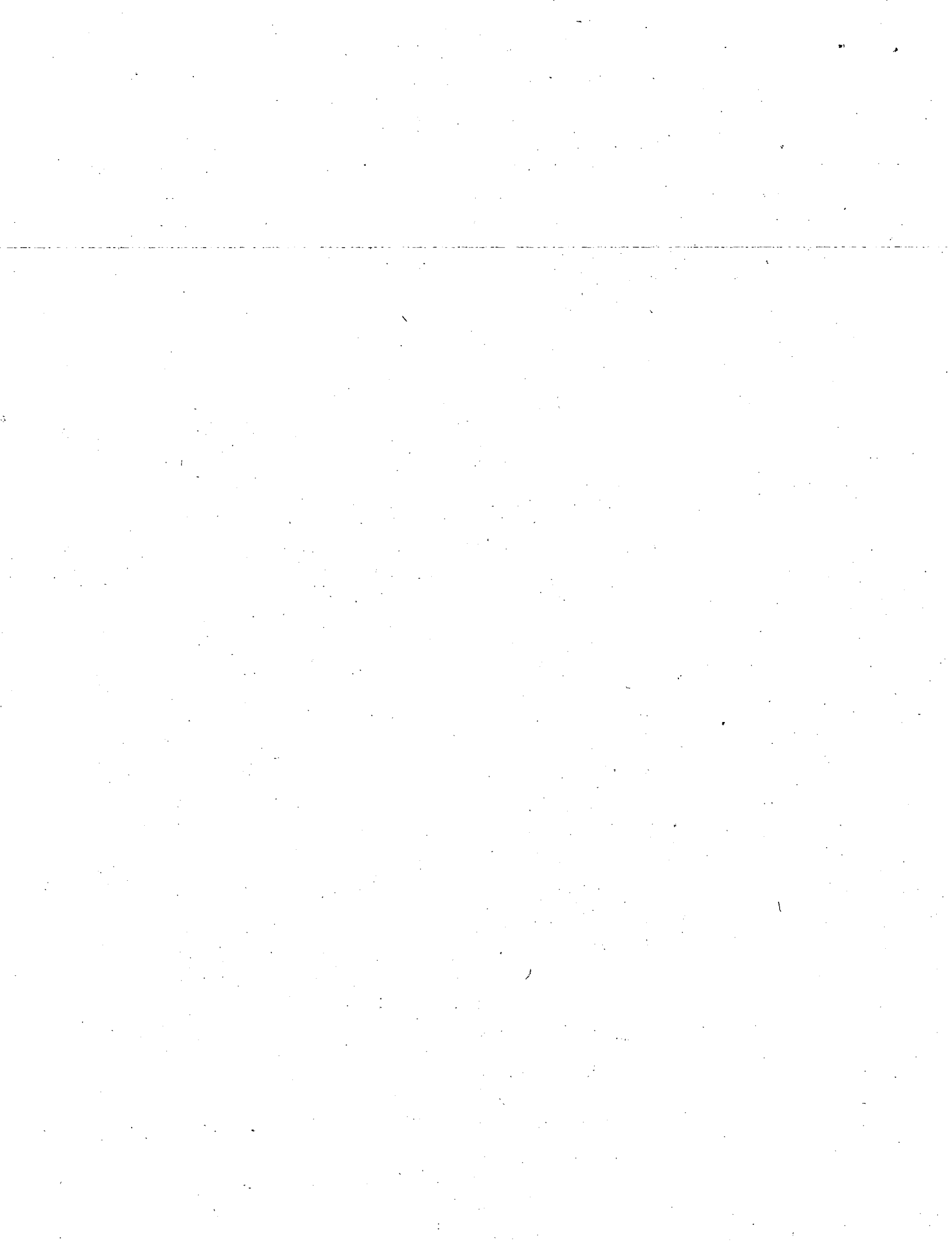
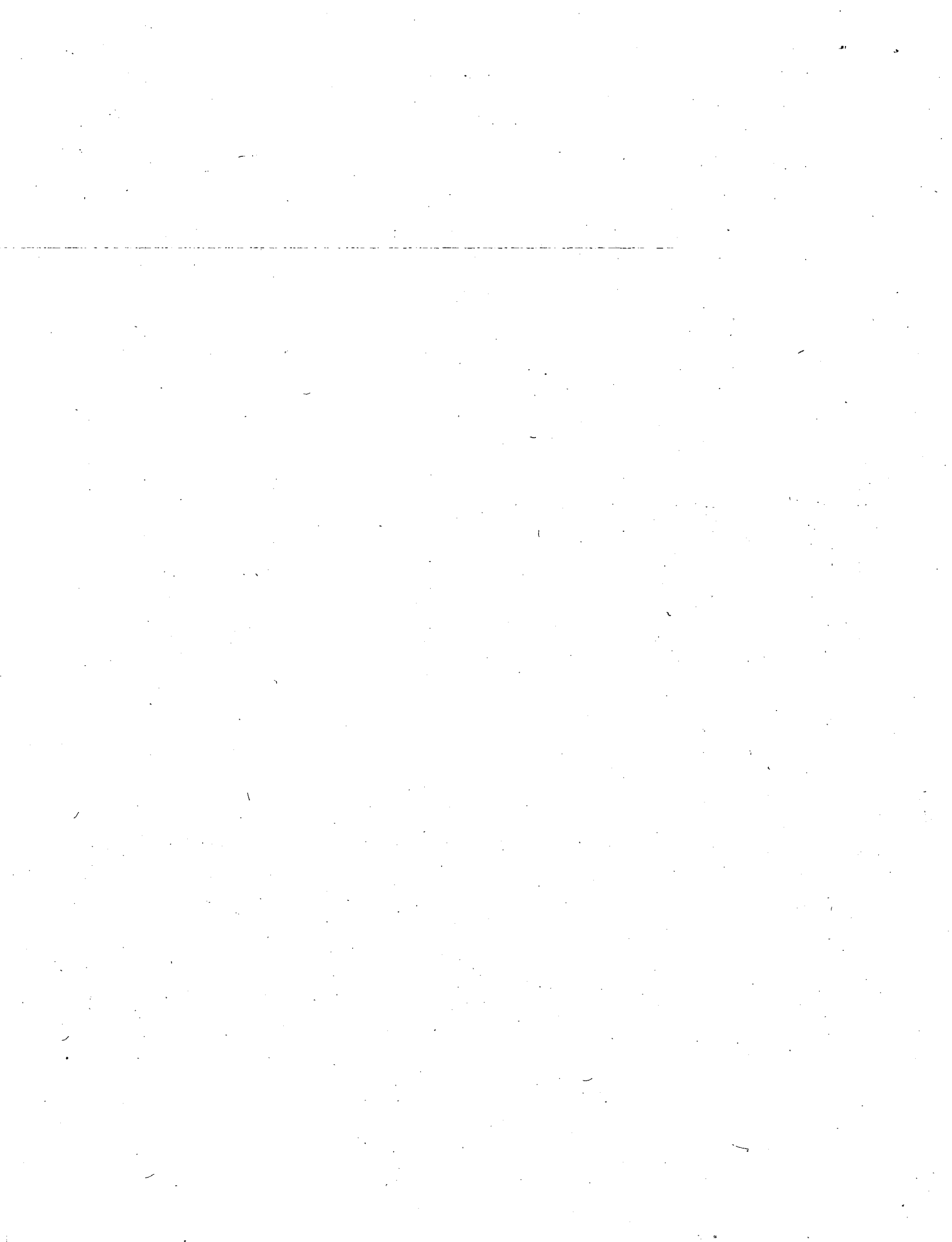


Figure 8: Salt Tolerance of Fruit and Nut Crops



REFERENCES

- Ayers, A. D., J. W. Brown, and C. H. Wadleigh. 1952. Salt tolerance of barley and wheat in soil plots receiving several salinization regimes. *Agron. J.* 44:307-310.
- Berg, C. V. D. 1950. The influence of salt in the soil on the yield of agricultural crops. *Fourth Intl. Cong. Soil Sci. Trans.* 1:411-413.
- Bernstein, L. 1961. Osmotic adjustment of plants to saline media. I. Steady state. *Am. J. Bot.* 48:909-918.
- Bernstein, L. 1964a. Effects of salinity on mineral composition and growth of plants. *Proc. 4th Intl. Colloquium Plant Analysis and Fert. Problems (Brussels)* 4:25-45.
- Bernstein, L. 1964b. Salt tolerance of plants. *U.S. Dept. Agr. Inf. Bull.* 283. 23 pp.
- Bernstein, L. 1974. Crop growth and salinity. In: Jan van Schilfgaarde (ed.), *Drainage for agriculture*. *Agronomy* 17:39-54. *Am. Soc. Agron.*, Madison, Wisconsin.
- Bernstein, L. and L. E. Francois. 1973. Leaching requirement studies; sensitivity of alfalfa to salinity of irrigation and drainage waters. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.* 37:931-943.
- Bernstein, L., L. E. Francois, and R. A. Clark. 1974. Interactive effects of salinity and fertility on yields of grains and vegetables. *Agron. J.* 66:412-421.
- Bernstein, L. and H. E. Hayward. 1958. Physiology of salt tolerance. *Annu. Rev. Plant Physiol.* 9:25-46.
- de Forges, J. M. 1970. Research on the utilization of saline water for irrigation in Tunisia. *Nature and Resources* VI:2-6.
- Hoffman, G. J., E. V. Maas, and S. L. Rawlins. 1975. Salinity-ozone interactive effects on alfalfa yield and water relations. *J. Environ. Qual.* 4:326-331.
- Hoffman, G. J. and S. L. Rawlins. 1971. Growth and water potential of root crops as influenced by salinity and relative humidity. *Agron. J.* 63:877-880.
- Hoffman, G. J., S. L. Rawlins, M. J. Garber, and E. M. Cullen. 1971. Water relations and growth of cotton as influenced by salinity and relative humidity. *Agron. J.* 63:822-826.



Kaddah, M. T. and S. I. Ghowail. 1964. Salinity effects on the growth of corn at different stages of development. Agron. J. 56:214-217.

Lunin, J., M. H. Gallatin, and A. R. Batchelder. 1963. Saline irrigation of several vegetable crops at various growth stages. I. Effect on yields. Agron. J. 55:107-110.

Maas, E. V. and G. J. Hoffman. 1976. Crop salt tolerance - current assessment. (Submitted to J. Irrig. and Drainage, Div. Am. Soc. Civil Eng.).

(Magistad, O. C., A. D. Ayers, C. H. Wadleigh, and H. G. Gauch. 1943. Effect of salt concentration, kind of salt, and climate on plant growth in sand cultures. Plant Physiol. 18:151-166.

Oster, J. D., and R. D. Ingvalson. 1967. In situ measurement of soil salinity with a sensor. Soil Sci. Soc. Am. Proc. 31:572-574.

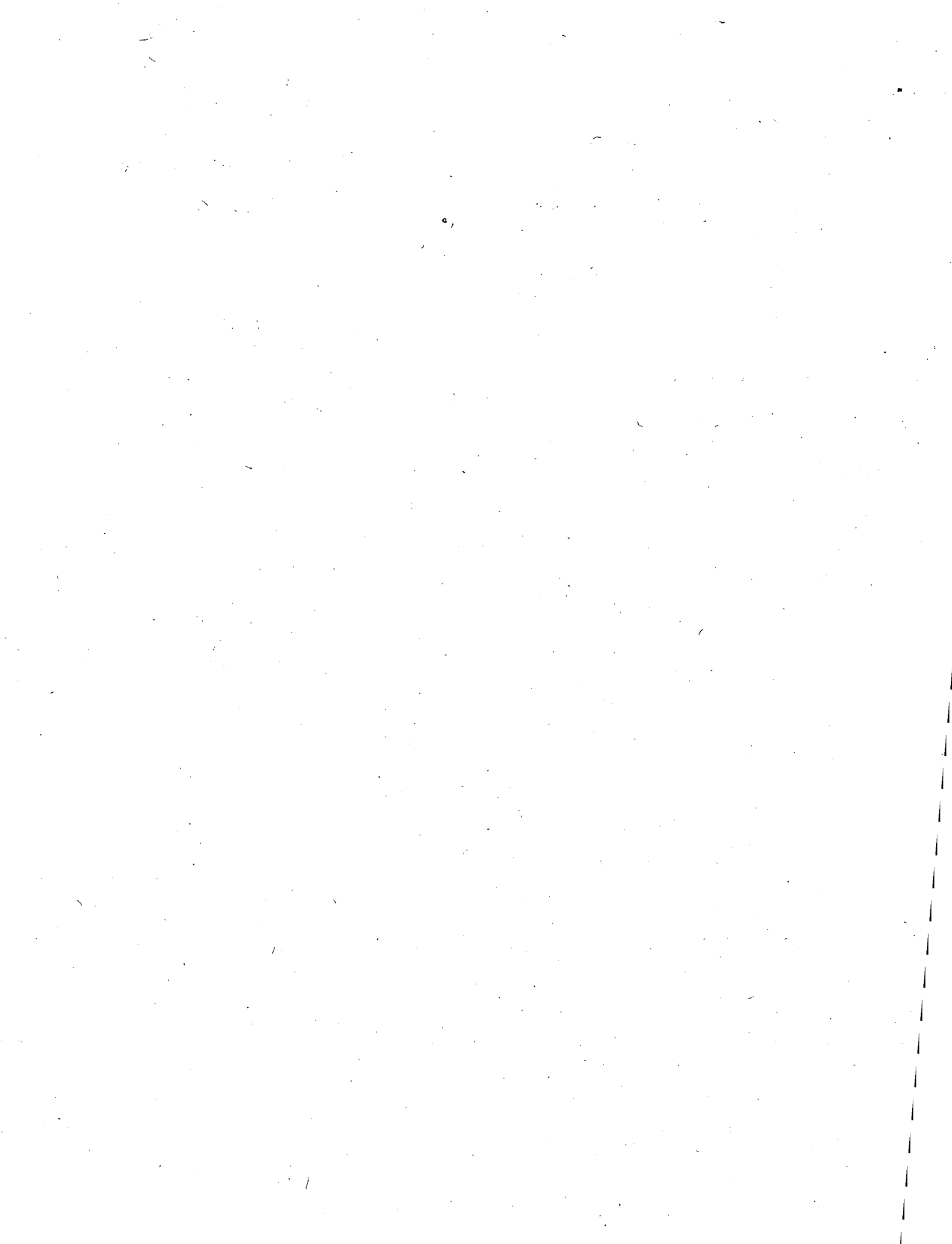
Oster, J. D., and L. S. Willardson. 1971. Reliability of salinity sensors for the management of soil salinity. Agron. J. 63:695-698.

Pearson, G. A. 1959. Factors influencing salinity of submerged soils and growth of Caloro rice. Soil Sci. 87:198-206.

Rhoades, J. D., and R. D. Ingvalson. 1971. Determining salinity in field soils with soil resistance measurements. Soil Sci. Soc. Am. Proc. 35:54-60.

Rhoades, J. D. 1975. Measuring, mapping and monitoring field salinity and water table depths with soil resistance measurements. Proc., Expert Consultation on Prognosis of Salinity and Alkalinity, Rome, Italy, June 1975. (In press).

U.S. Salinity Laboratory Staff. 1954. Diagnosis and improvement of saline and alkali soils. U.S. Dept. Agr. Handbook 60. 160 pp.



— PRODUCTO DE SOLUBILIDAD —

SUBSTANCIA	TEMPERATURA °C	Kps. (mole/l) ²
Ba CO ₃	16	7 X 10 ⁻⁹
Ba CO ₃	25	8.1 X 10 ⁻⁹
Ba SO ₄	18	0.87 X 10 ⁻¹⁰
Ba SO ₄	25	1.08 X 10 ⁻¹⁰
Ca CO ₃	15	0.99 X 10 ⁻⁸
Ca CO ₃	—	0.87 X 10 ⁻⁸
Ca SO ₄	—	1.95 X 10 ⁻⁴
Mg CO ₃	—	2.0 X 10 ⁻⁵

Ejemplo:

0.87 X 10⁻¹⁰ equivale a 0.000000000087 moles/l.





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



SISTEMAS DE RIEGO Y DRENAJE

NOTAS PRELIMINARES PARA EL CALCULO DE UN SISTEMA
DE DISTRIBUCION DE AGUA PARA RIEGO POR GOTEO

ING. PASCUAL GONZALEZ ACEVES

SEPTIEMBRE, 1978



Un aspecto fundamental para el éxito del sistema es la selección correcta del emisor, la separación entre emisores en la línea regante y el gasto del emisor.

Las exigencias que debe satisfacer un gotero serán entre otras: que funcione con gasto constante para un intervalo aceptable de diferencia de carga, que no se obstruya con facilidad, que soporte maltrato, que su costo sea bajo, que su carga de diseño sea pequeña.

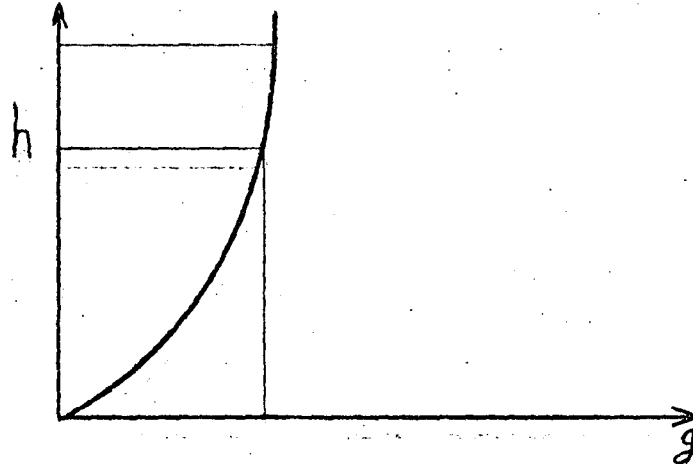
La selección del emisor es el resultado, de las características del suelo y del cultivo, analizadas convenientemente, de manera que una buena combinación de ambas es una parte importante del éxito de este sistema de riego.

Definidas:

q = gasto del emisor

s = separación entre goteros

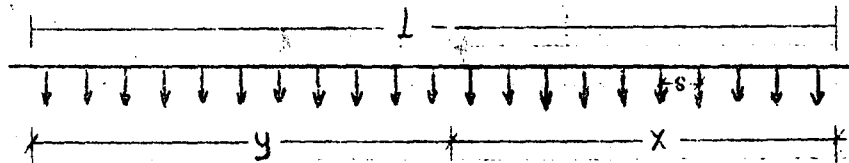
debe seleccionarse el tipo de gotero, tomando en cuenta otros factores, como son: la turbidez o no del agua de riego, y riesgos de deterioro del mismo, debido a otras labores culturales. Si el agua es turbia debe preferirse un gotero en el cual el escurrimiento sea turbulento, pues así se disminuye la posibilidad de taponamiento, al emisor debe caracterizarse por su curva de gastos o sea por la representación gráfica del comportamiento del mismo, en un plano.



Se preferirá un emisor que mantenga constante (5% en más o en menos con respecto al valor de diseño) el gasto para una variación de carga de 1 a 2 metros, y después se buscará el que logre esa condición a la menor carga.

Seleccionado el emisor y definido su tipo, se procede al cálculo de las líneas regantes.

El problema consiste en analizar una tubería con aberturas múltiples.



sea l = longitud de la línea regante

x = distancia de una sección con respecto al extremo

y = distancia de una sección con respecto al origen

tal que:

$$l = x + y \dots\dots (1)$$

Q = gasto que pasa por la sección considerada

El cual puede obtenerse sumando los gastos de los emisores aguas abajo.

$$Q = q \frac{x}{s} \dots\dots (2)$$

por la ecuación de continuidad

$$Q = av \dots\dots (3)$$

de donde sustituyendo (3) en (2) y despejando

$$v = \frac{qx}{as} \dots\dots (4)$$

de (L) se tiene $x = 1 - y$

$$v = \frac{q}{as} (1 - y) \dots\dots (5)$$

En algunos casos muy particulares podría interesar que el escurrimiento en la línea regante fuera laminar.

$$R_e = \frac{d}{\nu} \quad \text{Número de Reynolds}$$

v = velocidad media

d = diámetro del conducto

ν = viscosidad cinemática del agua

El valor máximo admitido para este parámetro adimensional que garantice que el escurrimiento sea laminar es:

$$R_e = 2,000$$

$$\frac{v}{\delta} = 2000$$

$$\text{de donde } v = \frac{2000 \delta}{d} \dots\dots (6)$$

igualando (4) y (6)

$$\frac{xq}{as} = \frac{2000 \delta}{d}$$

$$\text{de donde } x = \frac{2000 \delta as}{dq} \dots\dots (7)$$

cómo

$$a = \frac{\pi}{4} d^2 \dots\dots (8)$$

$$x = \frac{2000 \delta \pi d^2 s}{4 dq} = \frac{500 \delta \pi ds}{q} \dots\dots (9)$$

La ecuación (9) permite el diseño de una magnitud, la longitud o el diámetro habiendo previamente seleccionado la otra. Esto es, si el predic tiene fronteras bien definidas e ~~invariables~~ se despejaría el diámetro.

$$d = \frac{ql}{500\pi \lambda s} \dots\dots (10)$$

o bien seleccionado el diámetro se obtiene de (9)

$$l = \frac{500 \lambda \pi ds}{q}$$

Sin embargo el escurrimiento laminar en líneas regantes para extensiones de dimensiones medias, podría estar restringido a los extremos de dichas líneas.

Para el cálculo de las pérdidas por fricción en esos tramos de tubería se utilizará la fórmula de Darcy - Weisbach.

$$s = \frac{\lambda}{d} \frac{v^2}{2g} \dots\dots (11)$$

$$s = \text{gradiente hidr\u00e1ulico} = \frac{\text{P\u00e9rdidas por fricci\u00f3n}}{\text{longitud en que se efectuan esas p\u00e9rdidas}}$$

λ = coeficiente de fricci\u00f3n

v = velocidad media

g = aceleraci\u00f3n de la gravedad

haciendo $s = \frac{dh_f}{dy}$ y sustituyendo

$$\lambda = \frac{64}{R_e} = \frac{64 \nu}{vd} ; \text{ expresi\u00f3n de Hagen-Poiseuille v\u00e1lida para -}$$

escurrimiento laminar, todo esto sustituido en (11) da:

$$\frac{dh_f}{dy} = \frac{32 \nu}{gd^2} v \text{ en la que sustituyendo (5)}$$

$$\frac{dh_f}{dy} = \frac{32 \nu}{gd^2} \frac{q}{as} (1 - y) \dots \dots \dots (12)$$

$$\text{tomando } G_L = \frac{32 \nu q}{gad^2 s} \dots \dots \dots (13)$$

$$\frac{dh_f}{dy} = G_L(1 - y) \dots\dots\dots (14)$$

en esta ecuación igualada a cero nos dice que el valor de "y" que hace mínimas a las pérdidas por fricción es (y = 0) cosa que coincide con la realidad.

La ecuación (14) es una ecuación diferencial, de primer orden y de primer grado y de variables separables

$$dh_f = G_L(1 - y)dy$$

integrando

$$h_f = \int_0^1 G_L(1 - y)dy = G_L \int_0^1 (1 - y)dy$$

$$h_f = G_L \left[1y - \frac{y^2}{2} \right]_0^1 \dots\dots\dots (15)$$

Ecuación que indica la pérdida de carga por fricción para cualquier valor de "y"

$$h_f = G_L \frac{1^2}{2} \dots\dots\dots (16)$$

Ecuación que indica la pérdida por fricción hasta el extremo de la línea regante.

Ejercicio. Se desea saber de que longitud debe ser la línea regante para un cultivo de vid en el cual $q = 4$ lts/h y $s = 1.00$ m

$$\nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$d = \frac{1}{2} \ddot{=} 1.4 \text{ cms}$$

$$a = 1.54 \text{ cm}^2$$

Calculamos la constante para escurrimiento laminar con la fórmula (13)

$$G_L = \frac{32 \nu q}{g a d^2 s} = \frac{32 \times 0.01 \times 1.11}{980 \times 1.54 \times 1.96 \times 100} = \frac{0.355}{2.96 \times 10^5}$$

$$G_L = 0.12 \times 10^{-5}$$

Considerando que la línea fuera horizontal y dependiendo del gotero seleccionado considérese admisible como pérdida por fricción la diferencia de cargas con las que el emisor da el gasto constante para este ejemplo 1 metro despejando la longitud de (16)

$$l = \sqrt{\frac{2h_f}{G_L}} = \sqrt{\frac{2 \times 100}{1.2 \times 10^4}} = 10^3 \sqrt{\frac{2}{1.2}}$$

$$l = 1.34 \times 10^3 \text{ cms} = 1,340 \text{ cms} = 13.4 \text{ m} \quad \text{longitud pequeña}$$

Como puede verse este tipo de escurrimiento queda restringido para un límite número de posibilidades, almacigos, invernaderos, etc.

Si el escurrimiento fuera transicional o sea $2,000 < Re < 20,000$ por ejemplo, podríamos utilizar la fórmula de Blasius:

$$\lambda = \frac{0.3164}{Re^{1/4}} \quad \dots\dots (17)$$

en este caso

$$\frac{dh_f}{dy} = \frac{\lambda}{d} \frac{v^2}{2g} \quad \dots\dots (11)$$

sustituyendo: (17) en (11)

$$\frac{dh_f}{dy} = \frac{0.3164 \sqrt[1/4]{v^2}}{v^{1/4} d^{1/4}} \frac{v^2}{2g} = \frac{0.1582 \sqrt[1/4]{v^2}}{d^{5/4} g} v^{7/4}$$

sustituyendo (5)

$$\frac{dh_f}{dy} = \frac{0.1582 \sqrt[1/4]{q}}{g d^{5/4}} \frac{q^{7/4}}{a^{7/4} s^{7/4}} (1-y)^{7/4} \dots (18)$$

en la que: $G_{TL} = \frac{0.1582 \sqrt[1/4]{q}}{g d^{5/4} a^{7/4} s^{7/4}} \dots (19)$

$$\frac{dh_f}{dy} = G_{TL} (1-y)^{7/4}$$

de donde:

$$dh_f = G_{TL} (1-y)^{7/4} dy ; \text{ de donde}$$

$$h_f = G_{TL} \int_0^1 (1-y)^{7/4} dy$$

sustituyendo Por una nueva variable

$$\begin{aligned} Z &= 1 - y & \text{si, } y = 1 ; Z &= 0 \\ dZ &= - dy & \text{si, } y = 0 ; Z &= 1 \end{aligned}$$

$$h_f = G_{TL} \int_1^0 Z^{7/4} (-dZ) = G_{TL} \int_0^1 Z^{7/4} dZ$$

$$H_f = G_{TL} \frac{4}{11} Z^{11/4} \Big|_0^1 = \frac{4}{11} G_{TL} 1^{11/4} \dots\dots (20)$$

Con esta ecuación podríamos estimar la pérdida por fricción en un tubo con salidas múltiples en el que el escurrimiento fuera transicional o tubo liso.

Si el escurrimiento es turbulento diremos para $Re > 20,000$

$$\frac{dh_f}{dy} = \frac{\lambda}{d} \frac{v^2}{2g}$$

en donde $\lambda = \text{cta}$

$$\frac{dh_f}{dy} = \frac{\lambda}{d} \frac{1}{2g} \frac{q^2}{a^2 s^2} (1-y)^2$$

en la que se define

$$G_T = \frac{\lambda q^2}{2g d a^2 s^2} \dots \dots \dots (21)$$

tal que:

$$\frac{dh_f}{dy} = G_T (1-y)^2 = G_T (1^2 - 2ly + y^2)$$

o sea:

$$dh_f = G_T (1^2 - 2ly + y^2) dy$$

$$h_f = G_T \int_0^1 (1^2 - 2ly + y^2) dy$$

$$h_f = G_T \left[1^2 y - ly^2 + \frac{y^3}{3} \right]_0^1$$

$$h_f = G_T \frac{1^3}{3} \dots\dots (22)$$

En caso de escurrimiento turbulento se puede usar cualquier fórmula de fricción, por ejemplo la de Manning:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} s^{1/2} \dots\dots (23)$$

en la que

- v = velocidad media
- n = coeficiente de fricción
- R = radio hidráulico
- s = gradiente hidráulico

de (23) se obtiene

$$s = \left(\frac{n}{R^{2/3}} \right)^2 v^2 \quad \text{en donde:}$$

$$\frac{dh_f}{dy} = \frac{n^2}{R^{4/3}} \frac{q^2}{a^2 s} (1-y)^2$$

en la que ahora:

$$G_T = \frac{n^2}{R^{4/3}} \frac{q^2}{a^2 s^2}$$

o sea, lo único que cambia es la expresión que define el valor de G_T y se obtiene también

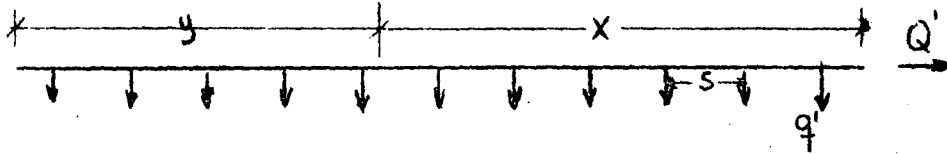
$$h_f = G_T \frac{l^3}{3} \text{ como antes, igual para cualquier otra fórmula}$$

de fricción aplicable.

Para el diseño de líneas que abastezcan a líneas regantes, se diseñan como las anteriores, esto es, son también tuberías con salidas múltiples en las cuales se tiene un gasto nulo en el extremo.

En estos tramos se puede tener la seguridad que el escurrimiento es turbulento.

Si es necesario en una tubería que abastece a líneas regantes, cambiar el diámetro de la sección, esta condición se muestra en la figura siguiente:



q' = gasto de línea regante

Q' = gasto que continua en la tubería del diámetro siguiente

s' = separación entre líneas regantes

el gasto que circula por una sección, cualquiera alejada de una distancia "x" del extremo del tramo considerado será:

$$Q = Q' + \sum q' \dots\dots (24)$$

en la que:

$$\sum q' = q' \frac{x}{s'} = \frac{q'}{s'} (1 - y) \dots\dots (25)$$

de manera:

$$Q = Q' + \frac{q'}{s'} (1 - y)$$

es casi seguro que por estos tramos el escurrimiento sea turbulento

$$v = \frac{Q}{a} = \frac{Q' + \frac{q'}{s'}(1-y)}{a} = \frac{Q'}{a} + \frac{q'}{s'a}(1-y)$$

$$v^2 = \frac{1}{a^2} \left[\frac{Q'}{a} + \frac{q'}{s'}(1-y) \right]^2$$

$$v^2 = \frac{1}{a^2} \left[Q'^2 + \frac{q'^2}{s'^2} (1^2 - 2ly + y^2) + 2Q' \frac{q'}{s'} (1-y) \right]$$

$$\frac{dh_f}{dy} = \frac{\lambda}{d} \frac{v^2}{2g} = \frac{\lambda}{2gd} v^2$$

$$\frac{dh_f}{dy} = \frac{\lambda}{2dga^2} \left[\frac{q'^2}{s'^2} (1^2 - 2ly + y^2) + Q'^2 + 2Q' \frac{q'}{s'} (1-y) \right]$$

integrando

$$h_f = \frac{\lambda}{2gda^2} \left[\frac{q'^2}{s'^2} \left(1^2 y - 1y^2 + \frac{y^3}{3} \right) + Q'^2 y + 2Q' \frac{q'}{s'} \left(1y - \frac{y^2}{2} \right) \right]_0^1$$

sustituyendo límites

$$h_f = \frac{\lambda}{2gda^2} \left[\frac{q'^2}{s'^2} \frac{1^3}{3} + Q'^2 1 + 2Q' \frac{q'}{s'} 1^2 \right] \dots \dots (26)$$

Esta ecuación permite valuar la pérdida por fricción en una tubería en esas condiciones para otro tipo de escurrimiento basta — sustituir el coeficiente de fricción (λ) adecuado.

En escurrimiento turbulento se puede usar cualquier fórmula de fricción aplicable:

Una comprobación sencilla es, suponiendo $Q' = 0$ la ecuación (26) queda:

$$h_f = \frac{\lambda}{2gda^2} \frac{q'^2}{s'^2} \frac{1^3}{3} \text{ que es idéntica a la ecuación (22)}$$

si se hace $q' = 0$ queda:

$$h_f = \frac{\lambda Q^2 L}{2gda^2} = \frac{\lambda}{d} \cdot L \frac{v^2}{2g} \text{ o sea la expresión original de la fórmula de Darcy-Weisbach}$$

la expresión original de la fórmula de Darcy-Weisbach o sea la ecuación (11), esto es, la ecuación (26) tiene a las ecuaciones (22) y (11) como casos particulares.

Con los elementos aquí expuestos se puede diseñar un sistema de distribución de agua para riego por goteo.

Notaciones

- q = gasto del gotero o emisor
 s = separación entre emisores
 l = longitud de la línea regante
 d = diámetro de la línea regante
 x = distancia de una sección con respecto al extremo final de una tubería
 y = distancia de una sección con respecto al origen de una tubería
 Q = gasto conducido por una tubería
 a = área de la sección transversal de la tubería
 Re = Número de Reynolds
 ν = coeficiente de viscosidad cinético
 h_f = pérdidas por fricción
 g = aceleración de la gravedad
 λ = coeficiente de fricción
 n = coeficiente de fricción
 G_L = coeficiente definido escurrimiento laminar
 G_T = coeficiente definido escurrimiento Turbulento
 G_{TL} = coeficiente definido escurrimiento Transicional

Se aplicaron las fórmulas al diseño del sistema mostrado en el plano anexo.

Se calcula la línea regante más alejada

datos

$$l = 118 \text{ m}$$

$$d = 1.4 \text{ cms}$$

$$q = 0.06438 \text{ lt/s}$$

se supone el coeficiente de viscosidad cinemática $\nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$

$$\text{se calcula } a = \frac{\pi}{4} d^2 = 0.7854 (1.4)^2 = 1.54 \text{ cm}^2$$

se calcula el Número de Reynolds

$$v = 41.80 \text{ cm/s} \quad Re = \frac{vd}{\nu} = \frac{41.80 \times 1.4}{0.01} = 5.852$$

El escurrimiento es transicional

$$G_{TL} = \frac{0.1582 \nu^{1/4} q^{7/4}}{g d^{5/4} a^{7/4} s^{7/4}} = \frac{0.1582 \times 0.316 \times 0.346}{980 \times 1.55 \times 2.13 \times 3160.0} = 1.6917 \times 10^{-9}$$

$$\nu^{1/4} = (0.01)^{1/4} = 0.316$$

$$q^{7/4} = (0.5455)^{7/4} = 0.346$$

$$s = 100$$

$$d^{5/4} = (.4)^{5/4} = 1.523$$

$$s^{7/4} = 3160$$

$$a^{7/4} = (1.54)^{7/4} = 2.13$$

$$G_{TL} = 1.6917 \times 10^{-9}$$

$$l = 11800 \text{ cms}$$

$$l^{11/4} = (1.18 \times 10^4)^{11/4} = 1.18^{11/4} \times$$

$$10^{11} = 1.456 \times 10^{11}$$

$$h_f = \frac{4}{11} G_{TL} l^{11/4}$$

$$h_f = \frac{4}{11} 1.6917 \times 14.56 = 89.6 \text{ cms}$$

Calculando como escurrimiento turbulento

$$\begin{array}{lll} \lambda = 0.035 & 2g = 1960 \text{ cm/s}^2 & s = 100 \text{ cms} \\ q = 0.5455 \text{ cm}^3/\text{s} & a = 1.54 \text{ cm}^2 & s^2 = 10^4 \text{ cm}^2 \\ q^2 = 0.29757 & a^2 = 2.3716 \text{ cm}^4 & l = 11800 \text{ cm} \\ l^2 = 1.392 \times 10^8 \text{ cm}^2 & l^3 = 1.643 \times 10^{12} \text{ cm}^3 & \end{array}$$

$$G_T = \frac{\lambda q^2}{2gda^2 s^2} = \frac{0.035 \times 0.2957}{1960 \times 1.4 \times 2.3716 \times 10^4} = \frac{0.010415}{6.50 \times 10^7}$$

$$G_T = 0.15996 \times 10^{-9}$$

$$h_f = \frac{0.15996}{3} 10^{-9} \times 1.643 \times 10^{12} = 87.6 \text{ cms}$$

El valor 89.6 cms obtenido para escurrimiento es prácticamente igual al de 87.6 cm obtenido considerando que el escurrimiento sea sea turbulento por lo que se recomienda que aún para valores del Número de Reynolds de el orden de 5,000 se puede aplicar la fórmula para escurrimiento turbulento.

Cálculos de la línea A

Datos

$$\lambda = 0.035$$

$$l = 3000 \text{ cms} ; \quad q = 64.38 \text{ cm}^3/\text{s} ; \quad d = 2.54 \text{ cm}$$

$$l^3 = 27 \times 10^9 \text{ cm}^3 ; \quad q^2 = 4,144.78 \text{ cm}^6/\text{s}^2 \quad a = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$a^2 = 25.70 \text{ cm}^4 ; \quad s = 300 \text{ cm} ; \quad s^2 = 9 \times 10^4 \text{ cm}^2$$

$$G_T = \frac{\lambda q^2}{2gda^2 s^2} = \frac{0.035 \times 4,144}{1960 \times 2.54 \times 25.7 \times 9.10^4} = 126 \times 10^{-10}$$

$$h_f = \frac{G}{3} l^3 = \frac{27}{3} 10^9 \times 126 \times 10^{-10} = 113.4 \text{ cm}$$

Cálculos de la línea B

se calculará con la fórmula

$$h_f = \frac{\lambda}{2gda^2} \left[\frac{q'^2}{s'^2} \frac{l^3}{3} + Q'^2 l + Q' \frac{q'}{s'} l^2 \right]$$

en la que:

$$\begin{aligned} &= 0.035 & a &= 11.4 \text{ cm}^2 & d &= 3.81 \text{ cm} \\ 2g \lambda &= 1960 \text{ cm/s}^2 & a^2 &= 129.96 \text{ cm}^4 & q' &= 64.30 \text{ cm}^3/\text{s} \\ q'^2 &= 4144.70 \text{ cm}^6/\text{s}^2; & s' &= 300 \text{ cms} ; & s'^2 &= 9 \times 10^4 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

sustituyendo se obtiene

$$h_f = 0.36 \times 10^{-7} \left[1.916 \times 10^9 + 2.07 \times 10^9 + 3.46 \cdot 10^9 \right] = 260 \text{ cms}$$

Cálculo de la línea C

datos

$$d = 5.0 \text{ cm}; \quad a = 20.27 \text{ cm}^2; \quad q' = 64.30 \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$d^2 = 25.006 \text{ cm}^2 \quad a^2 = 410.79 \text{ cm}^4; \quad s' = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{q'}{s'} = 0.2146; \quad \left(\frac{q'}{s'}\right)^2 = 0.046$$

$$Q' = 1,730 \text{ cm}^3/\text{s}; \quad Q'^2 = 3.02 \times 10^6$$

$$l = 300 \text{ cm}; \quad l^2 = 64 \times 10^6; \quad l^3 = 512 \times 10^9$$

sustituyendo

$$h_f = 0.056 \times 10^{-8} \left[7.05 \times 10^9 + 24.16 + 23.87 \times 10^9 \right] = 478 \text{ cm.}$$

Cálculos de la línea D

Datos.

$$L = 320 \text{ m}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$q = 6,824 \text{ cm}^3/\text{s}$$

se aplica la fórmula de Darcy - Weisbach

$$h_f = \frac{\lambda}{d} \cdot 1 \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$a = 70.54 \text{ cm}^2$$

$$v = \frac{q}{a} = \frac{6024}{70.54} = 06.09 \text{ cm/s}$$

$$v^2 = 7,549.8 \text{ cm}^2/\text{s}^2$$

$$h_f = \frac{0.035}{10} \cdot 32000 \cdot \frac{7,549.8}{1960} = 431 \text{ cms}$$

Cálculo de la línea E

en la primera alternativa; datos:

$$L = 32000 \text{ cm}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$a = 176.71 \text{ cm}^2$$

$$q = 6024 \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$h_f = \frac{0.035}{15} \cdot 32000 \cdot \frac{1491.5}{1960} = 50.8 \text{ cm}$$

Cálculo de la línea F

$$h_f = \frac{0.035}{15} \frac{20000}{1960} \frac{1491.5}{1960} = 49.7 \text{ cm}$$

La suma de pérdida por fricción hasta la noria

$$09.0 + 113.4 + 260.0 + 478.0 + 431.0 + 56.0 + 49.7 = 1406.5$$

Pérdida por filtro	=	500 cm
Carga de diseño del emisor	=	500 cm
suma de pérdidas	=	<u>1406.5</u>
		2406.5

La energía requerida en un equipo de bombeo considerán -
dole una eficiencia al sistema $\eta = 0.6$

$$HP = \frac{13.3 \times QH}{\eta} = \frac{13.3 \times 0.006324 \times 24.06}{0.6}$$

$$HP = 3.75 \text{ hp}$$

La segunda alternativa consiste en regar simultáneamente

toda la superficie en este caso se necesita revisar sólo el cálculo de las líneas E y F.

Cálculos de la línea E

$$L = 32000 \text{ m}$$

$$q = 13,640 \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$a = 176.71 \text{ cm}^2$$

$$v = \frac{13,640}{176.71} = 77.23$$

$$h_f = \frac{0.035}{15} \cdot 32000 \cdot \frac{5964.}{1960} = 227.2$$

Cálculo de la línea F

$$L = 20000 \text{ cm}$$

$$q = 20510$$

$$d = 15 \text{ cms}$$

$$a = 176.71 \text{ cm}^2$$

$$v = \frac{20510}{176.71} = 116 \text{ cm/s}$$

$$h_f = \frac{0.035}{15} \cdot 20000 \cdot \frac{13,450}{1960} = 440 \text{ cms}$$

El cálculo de la potencia requerida por un equipo de -
bombeo

$$89.6 + 113.4 + 268.0 + 470.0 + 431.0 + 227.0 + 448 = 2055 \text{ cms.}$$

Pérdida por filtro	=	500 cms
Carga de diseño	=	500 cms
suma de pérdidas	=	<u>2055</u>
		3055

$$\text{Potencia} = \frac{13.3 \times 0.3205 \times 30.55}{0.6} = 13.00 \text{ HP}$$





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



SISTEMAS DE RIEGO Y DRENAJE

USO CONSUNTIVO

CALENDARIO TEORICO Y PRACTICO

ING. LUIS OSCAR RAMIREZ ALCAZAR
SEPTIEMBRE DE 1978

U S O C O N S U N T I V O

DEFINICION:

La expresión USO CONSUNTIVO, útil en el vocabulario agronómico, se ha adoptado para designar a la cantidad de agua consumida por un cultivo, durante su ciclo vegetativo, para ser evaporada, transpirada o empleada por las plantas en la formación de tejidos vegetales, más el agua que se evapora desde el suelo que sustenta al cultivo. Su medida se hace en centímetros de lámina de agua.

Como el agua que las plantas emplean para formar sus tejidos no representa más del 1 % del total considerado como U.C., éste es prácticamente una medida de la EVAPOTRANSPIRACION o sea el agua que regresa a la atmósfera desde un terreno cubierto con un cultivo, debido a la evaporación de la humedad en el suelo y a la transpiración de las plantas (más la evaporación del rocío en su follaje).

La evapotranspiración se realiza mediante la transformación del agua en estado líquido al estado de vapor.

El calor disponible para convertir el agua en vapor proviene esencialmente de la RADIACION SOLAR, requiriéndose cerca de 590 calorías por cada gramo de agua. Esta energía es limitada por lo que hay una cantidad máxima de -

evapotranspiración para cada lugar, que recibe el nombre de EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL.

La evapotranspiración potencial se define como la cantidad de agua que se evapora y se transpira desde un terreno totalmente cubierto por un cultivo uniforme y de poca altura, cuando el contenido de humedad en el suelo se encuentra cercano a la CAPACIDAD DE CAMPO.

La magnitud del U.C. se expresa como lámina de agua, en centímetros y en su variación influyen los factores siguientes:

CULTIVO: (especie, variedad, ciclo vegetativo). A mayor follaje o mayor ciclo vegetativo corresponde un mayor U.C.

SUELO: (Fertilidad, C.C., profundidad del nivel freático). A una mayor fertilidad corresponden mejores desarrollos vegetativos y por ello mayor U.C. Cuando se tiene C.C. alta hay mayor disponibilidad de agua y mayor U.C. El nivel freático que permita el mayor follaje corresponde al mayor U.C.

CLIMA: (Temperatura, fotoperíodo, lluvia, vientos, humedad del aire). Cuando aumentan la temperatura, el fotoperíodo, la lluvia, los vientos, aumenta el U.C. Cuando aumenta la humedad del aire disminuye el U.C.

AGUA: (Calidad y disponibilidad). A mejor calidad de riego y más disponibilidad corresponde mayor U.C.

CUANTIFICACION:

METODO DIRECTO DEL LISIMETRO.- El lisímetro es un tanque que se llena con suelo y se coloca sobre un mecanismo de báscula. En el suelo se establece el cultivo al que se quiere determinar su U.C., lo cual se hace sumando las diferencias de pesos registradas entre los riegos que se den al cultivo durante el ciclo vegetativo. Se trata de instalaciones complejas y su empleo está restringido a cultivos de raíces poco profundas. Debe ser atendido por personal especializado.

METODO DIRECTO CONSISTENTE EN EL ESTUDIO DE LAS VARIACIONES DE HUMEDAD DEL SUELO:

En éste método se usa la fórmula:

$$L = (Psi - Psf) Da \times Pr \quad \text{en lo que:}$$

L = Lámina de agua

Psi = Porcentaje de humedad inicial, es decir, inmediatamente después del riego.

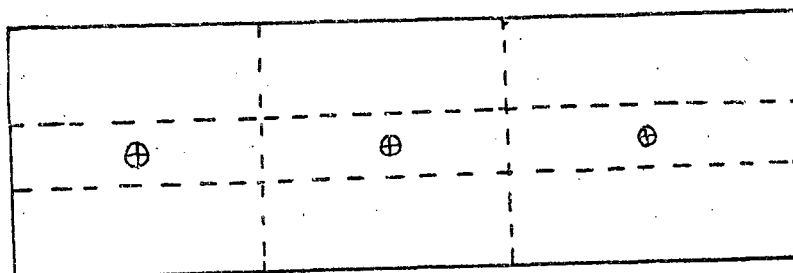
Psf = Porcentaje de humedad final, o sea, inmediatamente antes del riego.

Da = Densidad aparente del suelo, en Ton./m³.

Pr = Profundidad de la zona en donde se desarrollan las raíces.

En este método se realizan los pasos siguientes:

- 1.- Se escoge una parcela que tanto en extensión como en calidad de suelo sea representativa de la Unidad de Riego a que pertenece.
- 2.- Se establecen por lo menos tres sitios de muestreo localizados en la forma indicada en la sigura siguiente:



- 3.- Se toman muestras de suelo en las profundidades siguientes:

0	-	25 cms.
25	-	50 cms.
50	-	75 cms.

- 4.- A cada muestra se le determinan sus características siguientes:

Da = Densidad aparente (Ton./m³)

C.C. = Capacidad de campo (%)

P.M.P. = Porciento de marchitamiento permanente

C.a. = C.C. - P.M.P.

- 5.- Se da el 1er. riego (para la siembra) y al día siguiente (cuando se haya drenado el agua gravitacional) se hace determinaciones de los porcentos de humedad en muestras de suelo de los sitios escogidos según el punto 2 y a las profundidades indicadas en el punto 3.
- 6.- Se continúan las determinaciones de los porcentos de humedad en los sitios de muestreo con la frecuencia que se considere adecuada para lograr establecer la fecha en que se deberá aplicar el segundo riego y que será cuando el % de humedad de las muestras a la profundidad 0 - 25 cms. indique que se ha consumido cerca del 80% de C.A., es decir, antes de llegar al P.M.P. De lo anterior se deduce que las determinaciones de humedad pueden hacerse con una frecuencia variable, diariamente inmediatamente antes y después de los riegos o las lluvias que se presenten y con intervalos mayores cuando no se tengan riegos ni lluvias.
- 7.- Los datos obtenidos se registran en una gráfica, utilizando la forma -
URDERAL - I.D.R.Y.D. P.P.4. (ANEXO No. 1)
- 8.- El U.C. hasta el segundo riego (1o. después de siembra) será igual a:

$$\begin{aligned} & (\text{Psi}_1 - \text{Psf}_1) \times \text{Da} \times (0.25 - 0.0 \text{ m.}) \\ & + (\text{Psi}_2 - \text{Psf}_2) \times \text{Da} \times (0.50 - 0.25 \text{ m.}) \\ & + (\text{Psi}_3 - \text{Psf}_3) \times \text{Da} \times (0.75 - 0.75 \text{ m.}) \end{aligned}$$

En ésta fórmula el significado de las laterales es el siguiente:

Psi = Porcentaje de humedad inicial, o sea, inmediatamente después del riego o lluvia.

Psf = Porcentaje de humedad final, o sea, inmediatamente antes del siguiente riego o lluvia.

Da = Densidad aparente.

Los índices 1, 2, 3 indican las profundidades.

- 1 = Prof. de 0.0 - 0.25 m.
- 2 = Prof. de 0.25 - 0.50 m.
- 3 = Prof. de 0.50 - 0.75 m.

9.- El U.C. total será la suma de los U.C. parciales entre cada uno de los riegos que se apliquen, considerando como riegos a las lluvias que se presenten, y sumando también el U.C. parcial que resulte entre el último riego y la cosecha del cultivo de que se trate.

A continuación se incluye un ejemplo para facilitar la comprensión de este procedimiento, pues este método es muy útil y factible de usarse en las determinaciones de U.C. que se hagan en las Unidades de Riego para el Desarrollo Rural.

1.- En la Unidad de Riego Charco Azul, Municipio Unión de Tula, Jal., se escogió la parcela No. 82 del Usuario Librado Zermeño, con una sup.=2-00 Has.

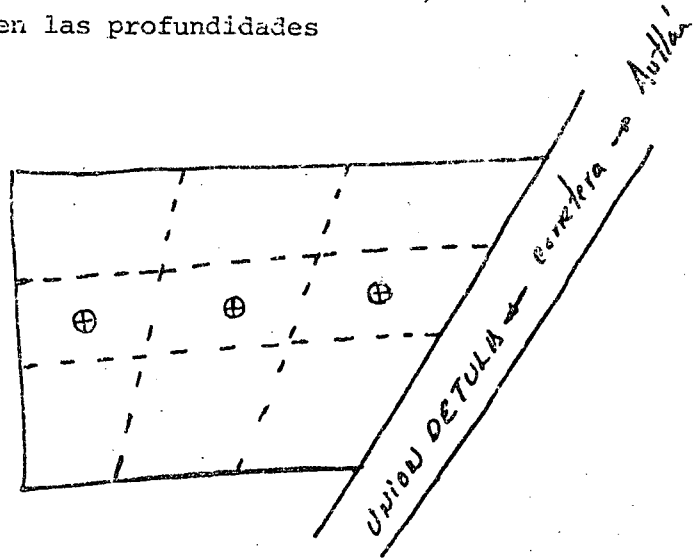
2.- Se localizaron los sitios de muestreo

3.- Se tomaron muestras del suelo en las profundidades

0.0 - 0.25 m.

0.25 - 0.50 m.

0.50 - 0.75 m.



4.- A las muestras se les determinaron:

Da = 1.3 Ton./m³

C.C. = 33.0 %

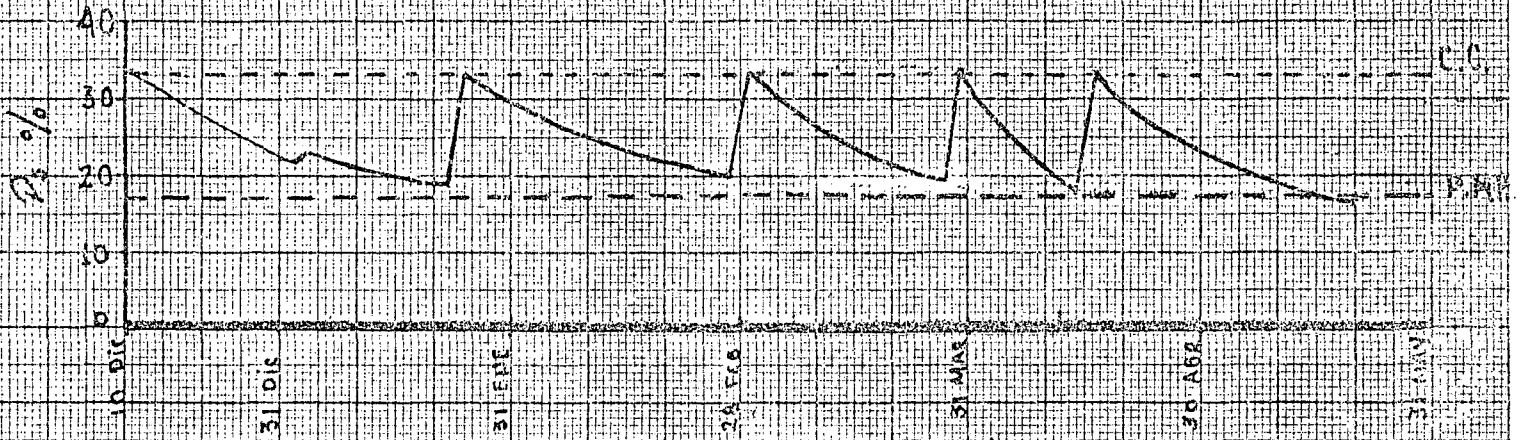
P.M.P. = 17.0 %

C.a. = 16.0 %

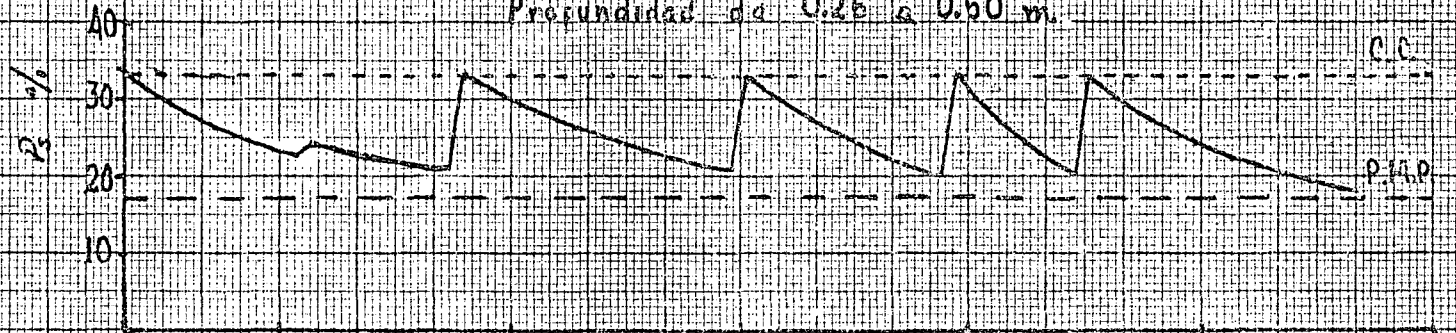
La siembra se hizo el 21 de diciembre de 1974.

Observación del contenido de humedad (%)

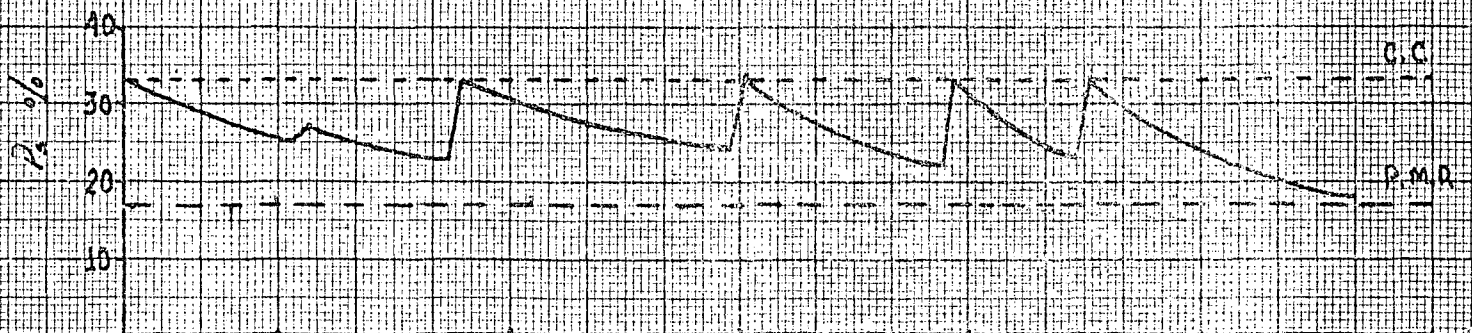
Profundidad de 0.00 a 0.25 m



Profundidad de 0.25 a 0.50 m



Profundidad de 0.50 a 0.75 m



F E C H A	OBSERVACIONES DEL CONTENIDO DE HUMEDAD EN %						LAMINAS (CM)
	P R O F U N D I D A D E S (m)						
	0		0.25		0.50		
	Ps	DIF.	Ps	DIF.	Ps	DIF.	
Riego 10 Dic. 1974 11 Dic.	33		33		33		
Lluvia 2 Ene. 3 Ene. 1975 4 Ene.	22	11	23	10	25	8	9.425
Riego 22 Ene. 24 Ene. 24	19	4	21	3	23	4	3.575
	33		33		33		
Riego 27 Feb. 28 Feb. 10.Mar.	20	13	21	12	24	9	11.05
	33		33		33		
Riego 27 Mar. 28 Mar. 29 Mar.	19	14	20	13	22	11	12.350
	33		33		33		
Riego 14 Abr. 15 Abr. 16 Abr.	18	15	20	13	23	10	12.350
	33		33		33		
Cosecha 20 May.	17	16	18	15	18	15	14.950
S U M A S :		73		66		57	63.7

$$U. C. = 73 \times Da \times (0.25-0) + 66 \times Da \times (0.5 - 0.25) + 57 \times Da \times (0.75 - 0.5)$$

$$U. C. = (73 + 66 + 57) \times Da \times 0.25$$

$$J. C. = 196 \times 1.3 \times 0.25$$

$$U. C. = 63.7 \text{ cms.}$$

METODOS INDIRECTOS PARA CALCULAR EL U.C.

Un procedimiento sencillo consiste en el uso de los coeficientes propuestos por el investigador PENMAN, como factores de corrección de la evaporación - que tenga una superficie de agua con espejo libre. Los coeficientes propuestos por PENMAN, son :

	E S T A C I O N	E _t /E
Para la evaporación en los meses:	NOV., DIC., ENE., FEB.,	= 0.6
	MAR., ABR., SEP., OCT.,	= 0.7
	MAY., JUN., JUL., AGO.,	= 0.8

Con este procedimiento el U.C. del trigo en la zona de la Unidad Charco - Azul, Municipio Unión de Tula, Jal., se calcularía como sigue:

	EVAP. COEF.	U. C.
U.C. del 21 al 31 de Dic.	= 35.0 mm. X 0.6	21.48 mm.
	Ene. = 130.3 mm. X 0.6	78.18 mm.
	Feb. = 150.8 mm. X 0.6	90.48 mm.
	Mar. = 217.8 mm. X 0.7	152.46 mm.
	Abr. = 238.6 mm. X 0.7	167.02 mm.
U.C. del 1o. al 20	May. = 147.4 mm. X 0.8	<u>117.92 mm.</u>
		627.54 mm.
		<u>62.7 cm.</u>

De los métodos indirectos para calcular el U.C. el de mayor aceptación - entre los técnicos de la S.R.H., parece ser propuesto por los investigadores Norteamericanos Harry F. Blanney y Wayne D. Criddle, modificado con -

un coeficiente que se obtiene de una curva patrón propuesta por el investigador HANSEN.

El procedimiento consiste en lo siguiente:

$$U.C. = F \times Kd$$

$$F = \frac{t + 17.8}{21.8} \quad p = \text{Fuerza evaporante}$$

t = Temperatura media mensual en °C

P = Porcentaje teórico de iluminación solar en un mes con respecto al total anual. Se obtienen de tablas.

Kd = Coeficiente en función del desarrollo de las plantas y que se obtiene en las ordenadas de la CURVA DE HANSEN. Generalmente se toma el valor promedio de tres ordenadas para cada mes comprendido dentro del ciclo vegetativo.

Después se aplica una corrección con un coeficiente de ajuste:

$$U.C. \text{ Ajustado} = U.C. \times J$$

$$J = \frac{K}{C}$$

J = Coeficiente igual para todos los meses.

$$C = \frac{U.C.}{F}$$

K = Coeficiente global propuesto por Blanney y Criddle, con los valores siguientes. Ver Tabla No, 2

A continuación ponemos un ejemplo para facilitar la comprensión de este método:

CALCULO DEL U.C. PARA EL TRIGO EN EL MPIO. UNION DE TULA, JAL.									
LAT.N=19° 58'									
CICLO VEGETATIVO: SIEMBRA EL 21 DIC. 1974									
COSECHA EL 20 MAY. 1975 150 DIAS									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
MESES	t°C	$\frac{t+17.8}{21.8}$	P de Tabla No. 1	F 3 x 4	Kd de gráfica Curva Hansen	U.C.	$J = \frac{K}{C}$	U.C.xJ cms.	$\sum U.C.xJ$ cms.
DIC.	18.3	1.662	2.47	4.105	$\frac{0.22+0.22+0.23}{3} = 0.223$	0.915	1.18	1.08	1.08
ENE.	17.9	1.639	7.74	12686	$\frac{0.23+0.46+0.7}{3} = 0.463$	5.874	1.18	6.93	8.01
FEB.	18.7	1.681	7.26	12204	$\frac{0.7+0.83+0.95}{3} = 0.827$	10.093	1.18	11.91	19.92
MAR.	20.3	1.750	8.41	14717	$\frac{0.95+1.0+0.95}{3} = 0.965$	14.231	1.18	16.79	36.71
ABR.	22.1	1.833	8.53	15635	$\frac{0.95+0.8+0.58}{3} = 0.777$	12.148	1.18	14.33	51.04
MAY	23.9	1.915	5.90	11298	$\frac{0.58+0.43+0.22}{3} = 0.410$	4.632	1.18	5.46	56.50
S U M A S				70645		47.893			

K para el trigo = 0.8

$$\sum U.C. = 47.893$$

$$\sum F = 70.645$$

$$C = \frac{\sum U.C.}{\sum F} = \frac{47.893}{70.645} = 0.6779$$

$$J = \frac{K}{C} = \frac{0.8}{0.6779} = 1.180$$

Para obtener el valor de P correspondiente a meses incompletos se toma una parte proporcional del valor correspondiente al mes completo por Ejem:

$$P \text{ para Dic.} = 7.66$$

$$P \text{ para 10 días de Dic.} = \frac{7.66 \times 10}{31} = 2.47$$

$$P \text{ para Mayo} = 9.14$$

$$P \text{ para 20 días de May.} = \frac{9.14 \times 20}{31} = 5.90$$

CALENDARIO TEORICO DE RIEGOS

1er. Riego.- Se aplicará una lámina que humedezca a C.C. a la profundidad radicular considerada para el cultivo, estimando que el suelo se en - cuenta a P.M.P.

Datos para el cálculo:

Da = 1.3	Prof. radicular = 60 cm
C.C. = 33 %	$L = Da \times Pr \times (C.C. - P.M.P.)$
P.M.P. = 17 %	$L = 1.3 \times 0.60 \times (16)$
C.A. = 16 %	$L = 12.48 \text{ cm.}$
D.R. = $16 \times 0.8 = 12.8 \%$	Se aproxima a $L = 12.50 \text{ cm.}$

2o. Riego.- Para el segundo riego se considera un patrón de extracción - de humedad para las raíces siguiente:

Prof	-	%
0-30	-	80
30-60	-	20

Calcularemos la lámina consumible

Para 0-30 $L = Da \times P.r. (D.R.)$
 $L = 1.3 \times 0.3 (12.8)$
 $L = 4.992 \text{ cm.}$

Considerándola como consumida, el consumo a la profundidad de 30-60 sería:

$$\frac{4.992}{80} = \frac{X}{20} \times = 1.248 \text{ cm.}$$

Lámina consumida del 1er Riego.

0-30 - 4.992 cm.

30-60 1.248 cm.

6.240 cm.

L = 6.240 cm.

Para determinar la fecha del 2o. riego utilizamos los U.C. diarios.

Diciembre - U.C. - (10 días) = 1.08 cm. U.C.d = 0.108 cm.

Enero - U.C. - (31 días) = 6.93 cm. U.C.d = 0.2235 cm.

Consumos de 10 días de Diciembre 1.08

Lámina disponible: 6.240 - 1.08 = 5.16 cm.

El tiempo para agotar esta disponibilidad será

$$\frac{5.16}{0.2235} = 23.08 \text{ días}$$

O sea fecha 2o. riego 23 de Enero y su lámina será de 6.24 cm.

Para cumplir con la condición de llegar a la cosecha con P.M.P.

El patrón de extracciones considerado para 3o. y siguientes riegos es:

0-30 - 60%

resto perfil 40%

Lámina considerada en el período cosecha a la profundidad 0-30

L = Da x Pr (C.A.)

L = 1.3 x 0.3 x 16

L = 6.24 cm.

Para el resto del perfil será:

$$\frac{6.24}{60} = \frac{X}{20} \therefore X = 2.08 \text{ cm.}$$

	Lam. de Consumo
0-30	— 6.24 cm.
resto perfil	— <u>2.08</u> cm.
L.c	= 8.32 cm.

Para determinar la lámina disponible a repartir en el resto del ciclo:

Lámina consumida del 1er riego	=	6.240 cm.
Lámina consumida cosecha	=	<u>8.320</u> cm.
L. c	=	14.560 cm.

Lámina restante (U.C.) - (L. Consumida).

$$56.50 - 14.56 = 41.94 \text{ cm.}$$

Lámina restante = 41.94 cm.

Para determinar la lámina consumida en los siguientes riegos

$$\text{Profundidad } 0-30 \therefore L = 1.3 \times 0.3 \times (12.8)$$

$$L = 4.992 \text{ cm.}$$

Para el resto del perfil

$$\frac{4.992}{60} = \frac{X}{40} \quad X = 3.328 \text{ cm.}$$

La lámina a consumir en los siguientes riegos será:

0-30	—	4.992 cm.
resto perfil	—	<u>3.328</u> cm.
		8.320 cm.

Para calcular el número de riegos:

$$\frac{41.94}{8.320} = 5.04 \text{ riegos}$$

Lámina de riego

$$\frac{41.94}{5} = 8.388 \text{ cm.}$$

Láminas en los riegos intermedios = 8.388 cm.

La fecha para el tercer riego sería:

$$\text{consumo en Enero (8 días)} = 0.2235 \times 8 = 1.788 \text{ cm.}$$

$$\text{lámina restante: } 8.388 - 1.788 = 6.600 \text{ cm.}$$

Se consumiría en Febrero:

$$\frac{6.6555}{11.91 \div 28} = \frac{6.6000}{0.4253} = 15.5 \text{ días}$$

$$11.91 \div 28 = 0.4253 \text{ se aproximará a 15 días}$$

Fecha 3er riego.- 15 de Febrero, lámina = 8.388 cm.

4o. Riego.

$$\text{Consumo en 13 días de Febrero } 13 \times 0.4253 = 5.5289 \text{ cm.}$$

$$\text{Lámina restante. } 8.388 - 5.5289 = 2.8591 \text{ cm.}$$

$$\text{U.C. diario de Marzo } 16.79 \div 31 = 0.5416 \text{ cm.}$$

$$\frac{2.8591}{0.5416} = 5.278 \text{ días se aproxima a 5 días.}$$

$$0.5416$$

Fecha 4o. riego.- 5 de Marzo, lámina = 8.388 cm.

5o. Riego.

$$\text{Consumo en 26 días de Marzo } 0.5416 \times 26 = 14.0816 \text{ cm.}$$

Como es mayor que la lámina disponible deberán darse 2 riegos en este mes.

$$\frac{8.388}{0.5416} = 15.48 \text{ días se aproxima a 15 días.}$$

$$0.5416$$

Fecha 5o. riego.- 20 de Marzo, lámina = 8.388 cm.

6o. Riego.

Consumo 11 días de Marzo $0.5416 \times 11 = 5.9576$ cm.

Lámina disponible $8.388 - 5.9576 = 2.4304$ cm.

U.C. diario en Abril $14.33 \div 30 = 0.4776$ cm.

$$\frac{2.4304}{0.4776} = 5.08 \text{ días } \approx 5 \text{ días}$$

Fecha 6o. riego 5 de Abril

7o. Riego.

Consumo de 25 días de Abril $0.4776 \times 25 = 11.94$ cm.

deberán darse 2 riegos en este mes.

$$\frac{8.388}{0.4776} = 17.56 \text{ días se aproxima a } 17 \text{ días.}$$

Fecha del 7o. riego 22 de Abril dr = 8.388 cm.

Consumo de 8 de Abril $0.4776 \times 8 = 3.8208$ cm.

Lámina disponible $8.388 - 3.8208 = 4.5672$ cm.

$$\frac{4.5672}{0.273} = 16.229 \approx 17 \text{ días}$$

CALENDARIO TEORICO DE RIEGO

RIEGO	FECHA	INTERVALO DIAS	LAMINA TEORICA NECESARIA cm.	ACUMULADO cm	LAMINA TEORICA CONSUMIDA cm.	ACUMULADO cm.
1	10 Dic.	---	12.480	12.480	---	---
2	23 Enero	45	6.240	18.720	6.240	6.240
3	15 Feb.	23	8.388	27.108	8.388	14.628
4	5 Mar.	18	8.388	35.496	8.388	23.016
5	29 Mar.	15	8.388	43.884	8.388	31.404
6	5 Abr.	16	8.388	62.272	8.388	39.792
7	22 Abr.	17	8.388	60.660	8.388	48.180
	20 May.		<u>8.320</u>	<u>68.980</u>	<u>8.320</u>	56.500
			60.660		56.500	

Como se puede observar la lámina teórica necesaria que debe aplicarse es mayor que la lámina teórica consumida (U.C.); esto es que ya se está considerando la humedad que retiene el suelo por sus características físicas.

Este calendario teórico es necesario modificarse ya que la eficiencia parcelaria no es del 100 %; además en forma práctica resulta difícil manejar láminas de riego pequeñas menores de 10 cm.

Si consideramos una eficiencia parcelaria de aplicación del 70 %, la lámina neta necesaria sería:

$$L_n = \frac{60.66}{0.70} = 86.66 \text{ cm.}$$

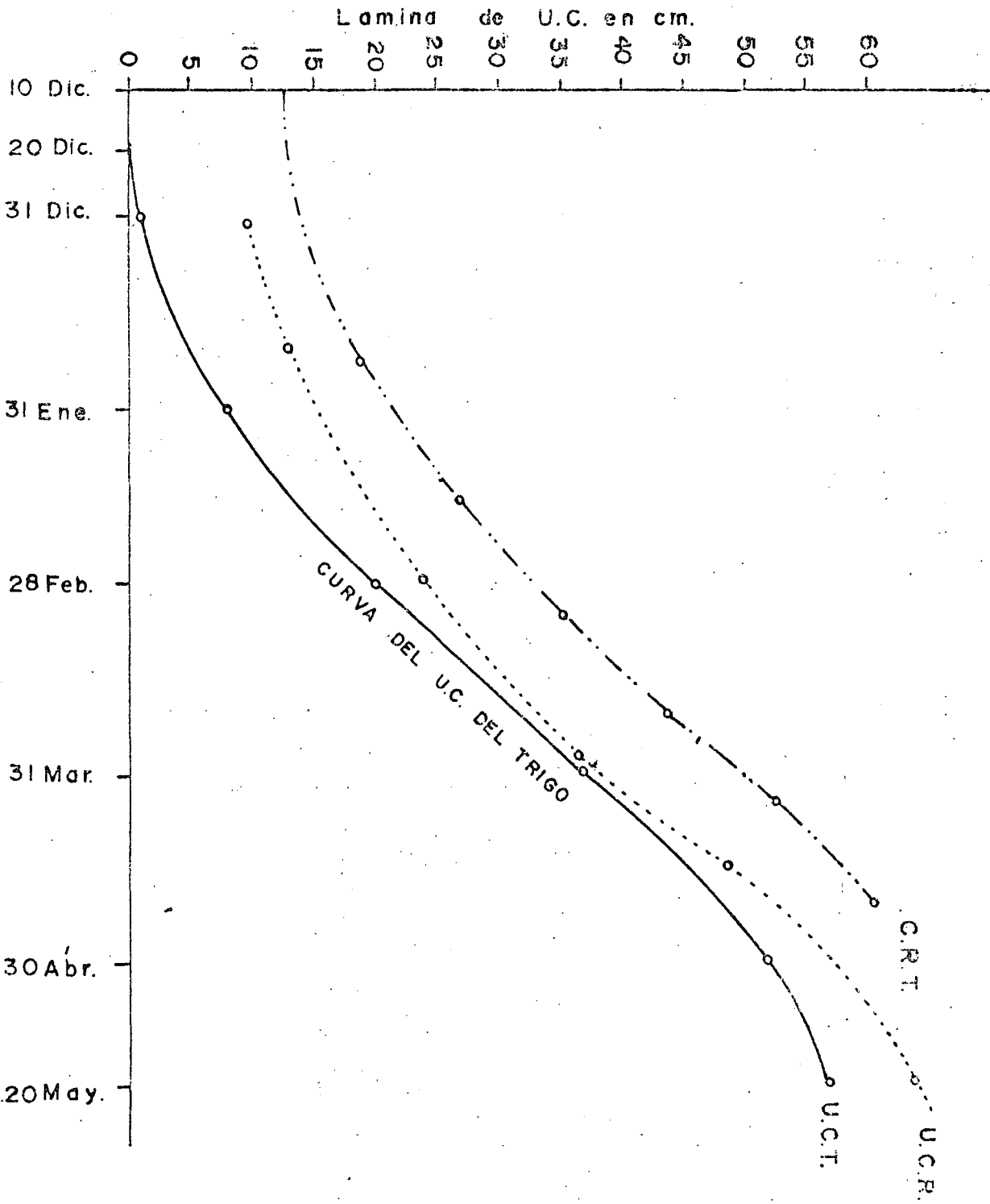
En forma práctica al cultivo de trigo se le aplican de 5 a 6 riegos solamente y no 7 como se programó. Por lo que el calendario práctico de riego sería:

1er. riego, $L_r = 167.00$ cm. y 5 riegos má de 14 cm.

Quedando nuestro calendario práctico así:

RIEGO	FECHA	INTERVALO DIAS	LAMINA cm.
1	10 Dic.	--	17.00
2	23 Ene.	45	14.00
3	13 Feb.	21	14.00
4	6 Mar.	21	14.00
5	27 Mar.	21	14.00
6	17 Abr.	21	<u>14.00</u>
Lámina neta por aplicar			87.00 cm.

Para formular el plan de riegos habrá de considerarse la eficiencia de conducción.



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

TABLA No. 1

Lat. Nte.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agto.	Sept.	Oct	Nov.	Dic.
15°	7.94	7.37	8.44	8.43	8.98	8.80	9.03	8.83	8.27	8.26	7.75	7.88
16°	7.93	7.35	8.44	8.46	9.01	8.83	9.07	8.85	8.27	8.24	7.72	7.83
17°	7.86	7.32	8.43	8.48	9.04	8.87	9.11	8.37	8.27	8.22	7.69	7.80
18°	7.83	7.30	8.42	8.50	9.09	8.92	8.16	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	9.29	8.98	8.29	8.15	7.54	7.62
22°	7.66	7.21	8.40	8.56	9.22	9.09	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	7.46
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	9.38	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	7.36	7.31
28°	7.40	7.07	8.39	8.68	9.46	9.38	9.58	9.16	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

Tomada de Blaney, H.F. y W.D. Cridle. SOS-TP-96 U.S.D.A. Soil Conservation Service.

COEFICIENTE DE USO CONSUNTIVO PARA DEFINIR EL CULTIVO

TABLA No. 2

C U L T I V O	PERÍODO DE CRE CIMIENTO.	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
Jitomate.....	4 meses.....	0.70
Maíz.....	4 meses.....	0.75 a 0.85
Nogales.....	Todo el año.....	0.70
Papa.....	de 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 regiones costeras y los ma
yores para áridas.

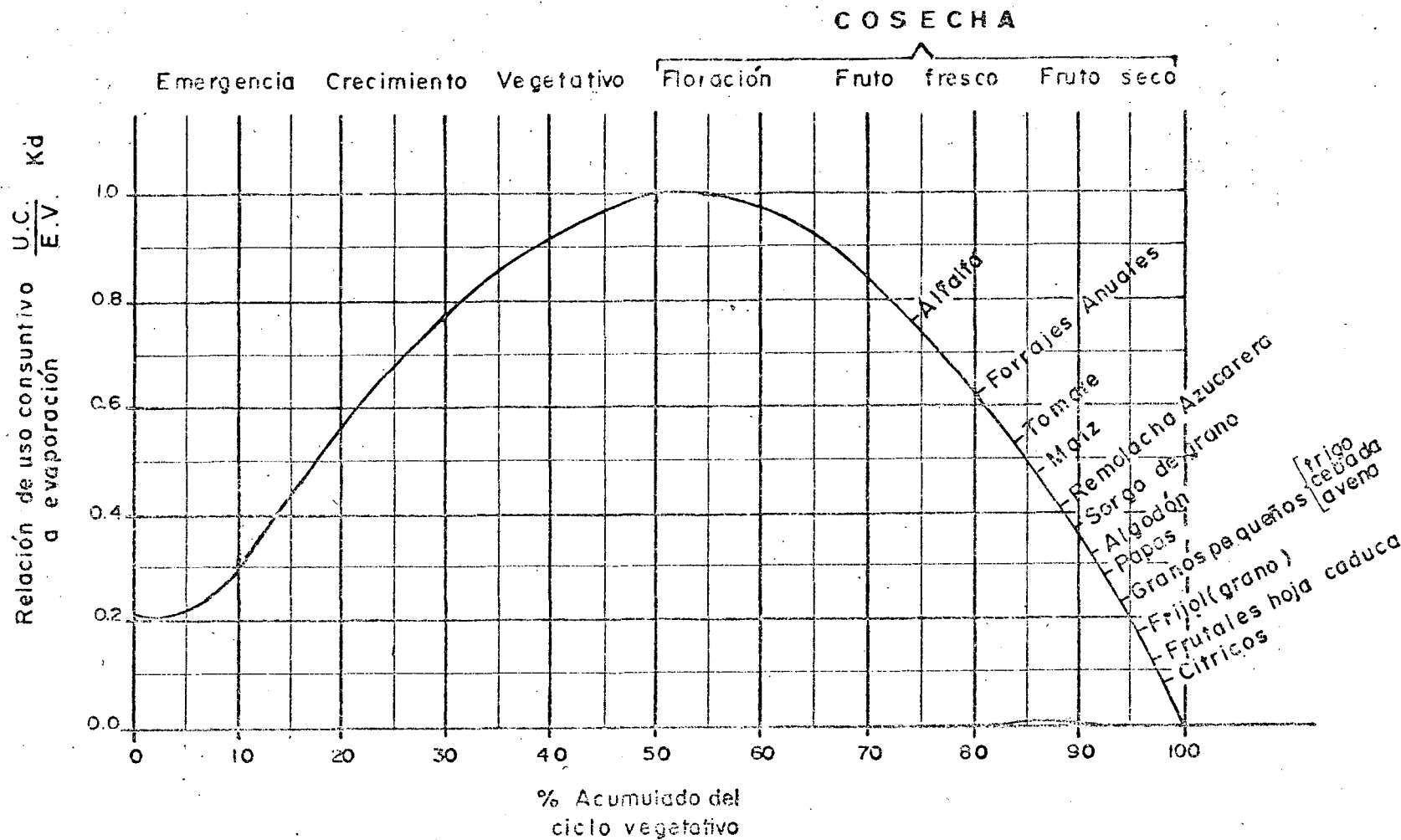
Tomado de H.F. Blaney y W.L. Cridle Determining Water neess-
from climatological data. U.S. D.A. Soil Conservation Service.

VALORES DE LA EXPRESION $\frac{1 + 17.8}{21.8}$ 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.....	1.550	1.556	1.560	1.564	1.659	1.578	1.678	1.583	1.587	1.592
17.....	1.596	1.601	1.608	1.610	1.615	1.619	1.624	1.628	1.633	1.638
18.....	1.612	1.647	1.651	1.658	1.681	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	1.768	1.761	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	2.048	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	2.249	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	2.63

VALORES DE LA EXPRESION $K_t \left(\frac{1+17.8}{21.8} \right)$ 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	0.384	0.388	0.393	0.398	0.403	0.408
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.....	0.638	0.645	0.651	0.657	0.664	0.670	0.676	0.682	0.689	0.696
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.....	1.985	1.992	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	1.270	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	1.523	1.533	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.....	2.953	2.966	2.978	2.992	2.006	2.018	2.032	2.045	2.058	2.072
34.....	3.085	3.098	3.111	3.125	3.138	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



CURVA GENERAL QUE COMPARA LA RELACION DE USO
CONSUNTIVO A EVAPORACION $\left(\frac{U.C.}{E.V.}\right)$ CON EL PORCIENTO ---
ACUMULADO DEL CICLO VEGETATIVO.

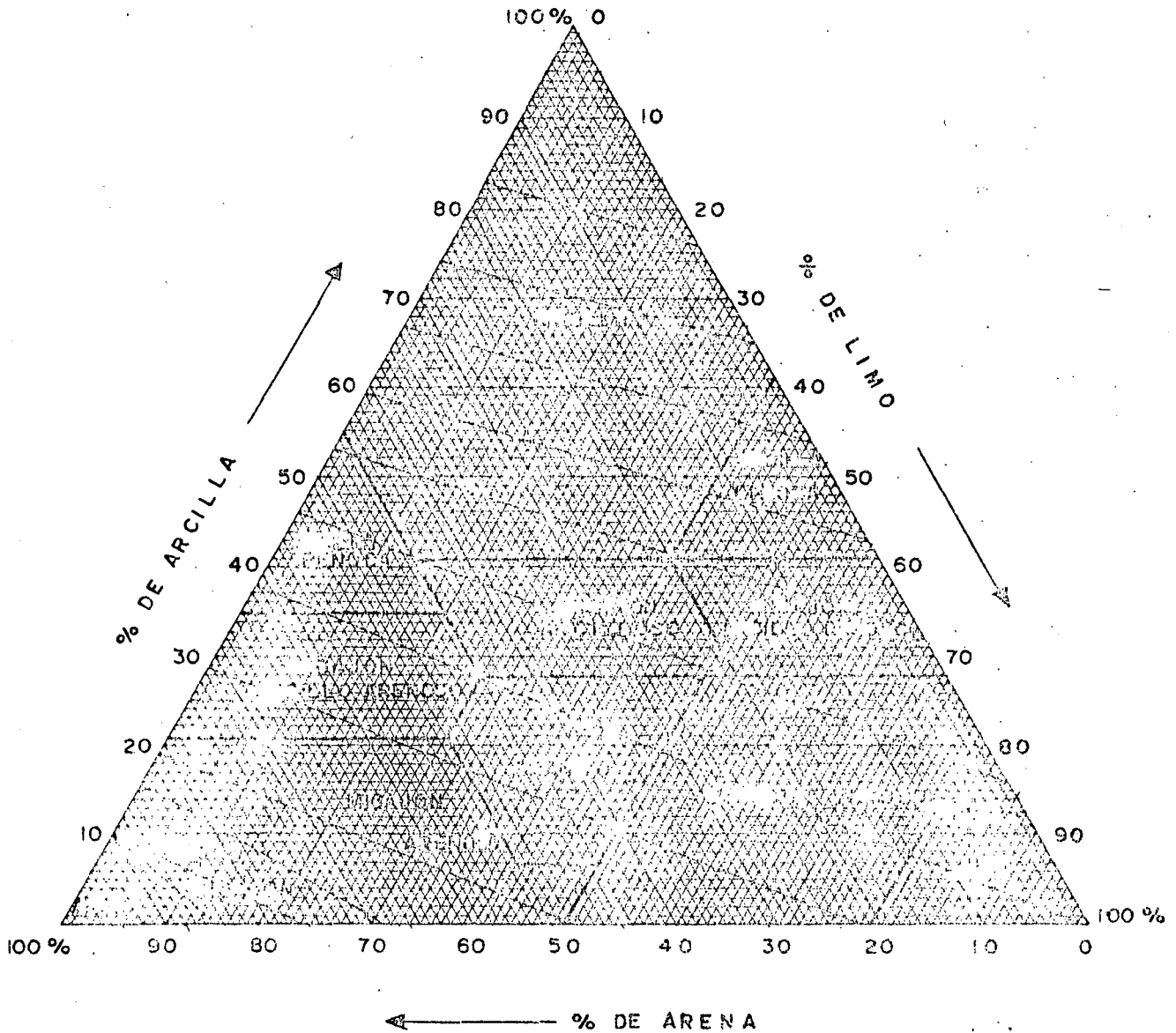
PROFUNDIDADES DE LAS RAICES DE LOS PRINCIPALES
CULTIVOS

C U L T I V O S	Profundidad de la zona Radicular — Metros
Alfalfa.....	1.50 a 3.00
Alcachofa.....	1.20
Espárrago.....	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
Brócoli.....	0.60
Col.....	0.60
Melón Cantaloupe.....	1.20 a 1.80
Zanahoria.....	0.60 a 0.90
Coliflor.....	0.60
Cítricos.....	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 caedizas.....	1.80 a 2.40
Cereales de grano pequeño: (Trigo, Cebada, etc.).....	1.20
Sorgo.....	1.20
Vid.....	1.50 a 3.00
Zacates forrajeros.....	0.90 a 1.20
Trébol "ladino".....	0.60
Lechuga.....	0.30 a 0.45
Melón ordinario.....	1.20 a 1.50
Nueces, avellano.....	1.20 a 1.80
Cebollas.....	0.45
Pastínaca.....	0.90
Cacahuate.....	0.60
Chícharos.....	0.90 a 1.20
Papas.....	0.90 a 1.20
Camote.....	1.20 a 1.80
Calabazas.....	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
Tabaco.....	1.20
Jitomate.....	1.80 a 3.00
Nabo.....	0.90
Nuez de nogal.....	3.60
Sandías.....	1.80

SAR

SUBSECRETARIA DE AGRICULTURA Y OPERACION
DIRECCION GENERAL DE DISTRITOS DE RIEGO
SUBDIRECCION DE UNIDADES DE RIEGO
DEPARTAMENTO DE SUPERVISION DE LA OPERACION
Y CONSERVACION

TRIANGULO DE TEXTURAS

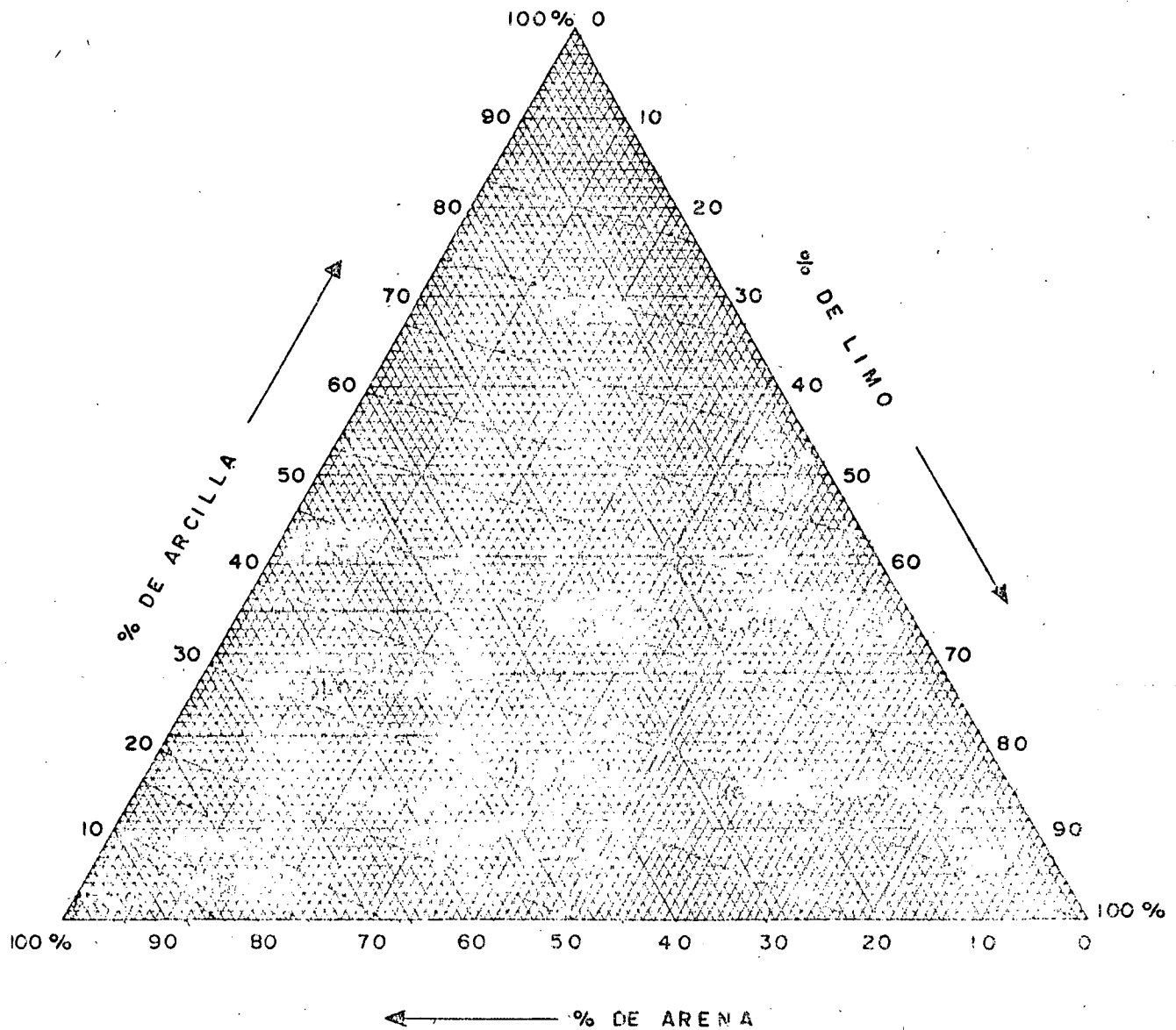


Gráfica que muestra los porcentajes de arcilla con diámetros menores de 0.002 mm. de limo de 0.002 a 0.05 mm. de diámetro y arena de 0.05 a 20 mm. de diámetro en las texturas básicas de suelos.

SARH

SUBSECRETARIA DE AGRICULTURA Y OPERACION
DIRECCION GENERAL DE DISTRITOS DE RIEGO
SUBDIRECCION DE UNIDADES DE RIEGO
DEPARTAMENTO DE SUPERVISION DE LA OPERACION
Y CONSERVACION

TRIANGULO DE TEXTURAS

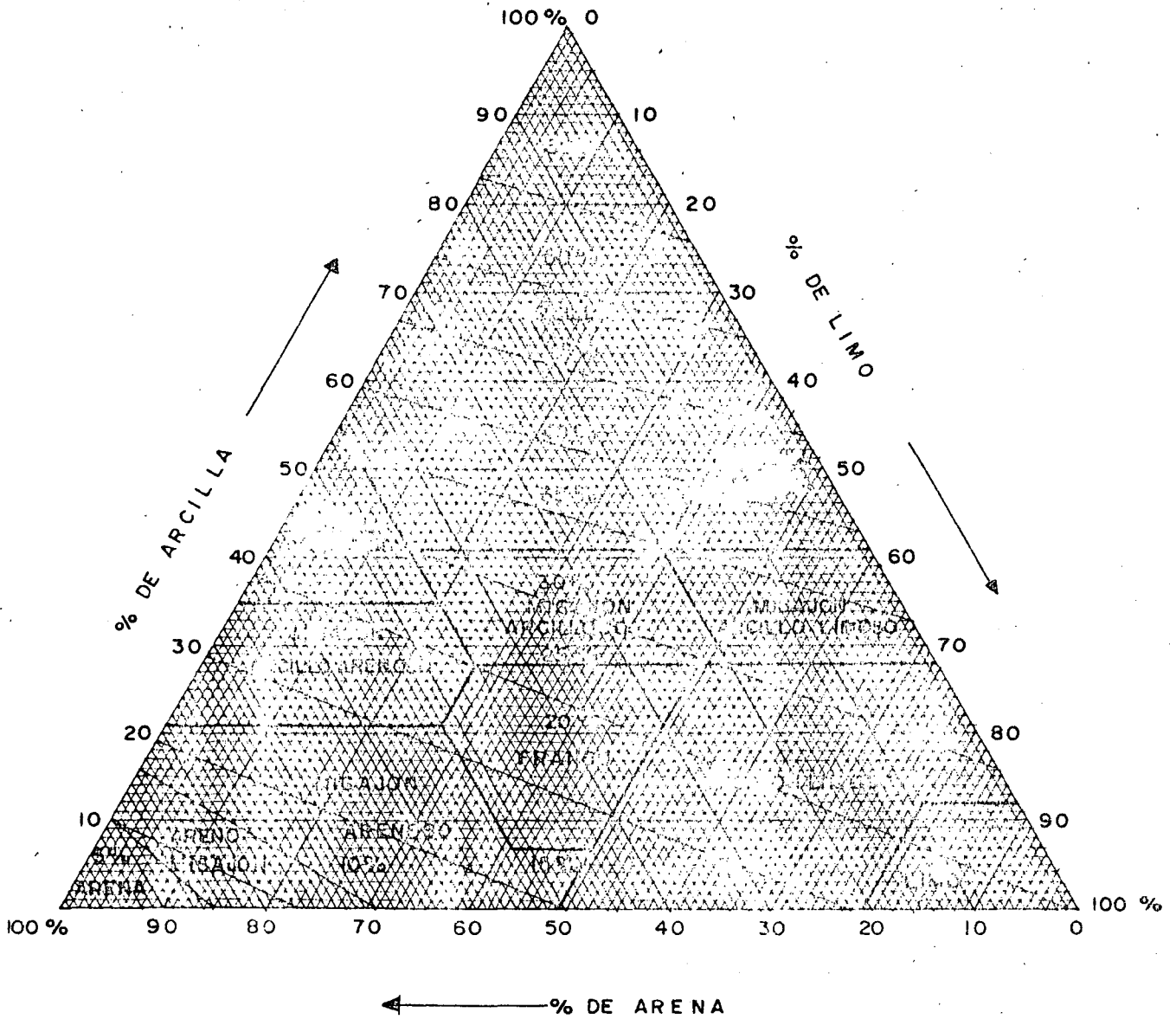


Gráfica que muestra los porcentajes de arcilla con diámetros menores de 0.002 mm. de limo de 0.002 a 0.05 mm. de diámetro y arena de 0.05 a 20 mm. de diámetro en las texturas básicas de suelos.

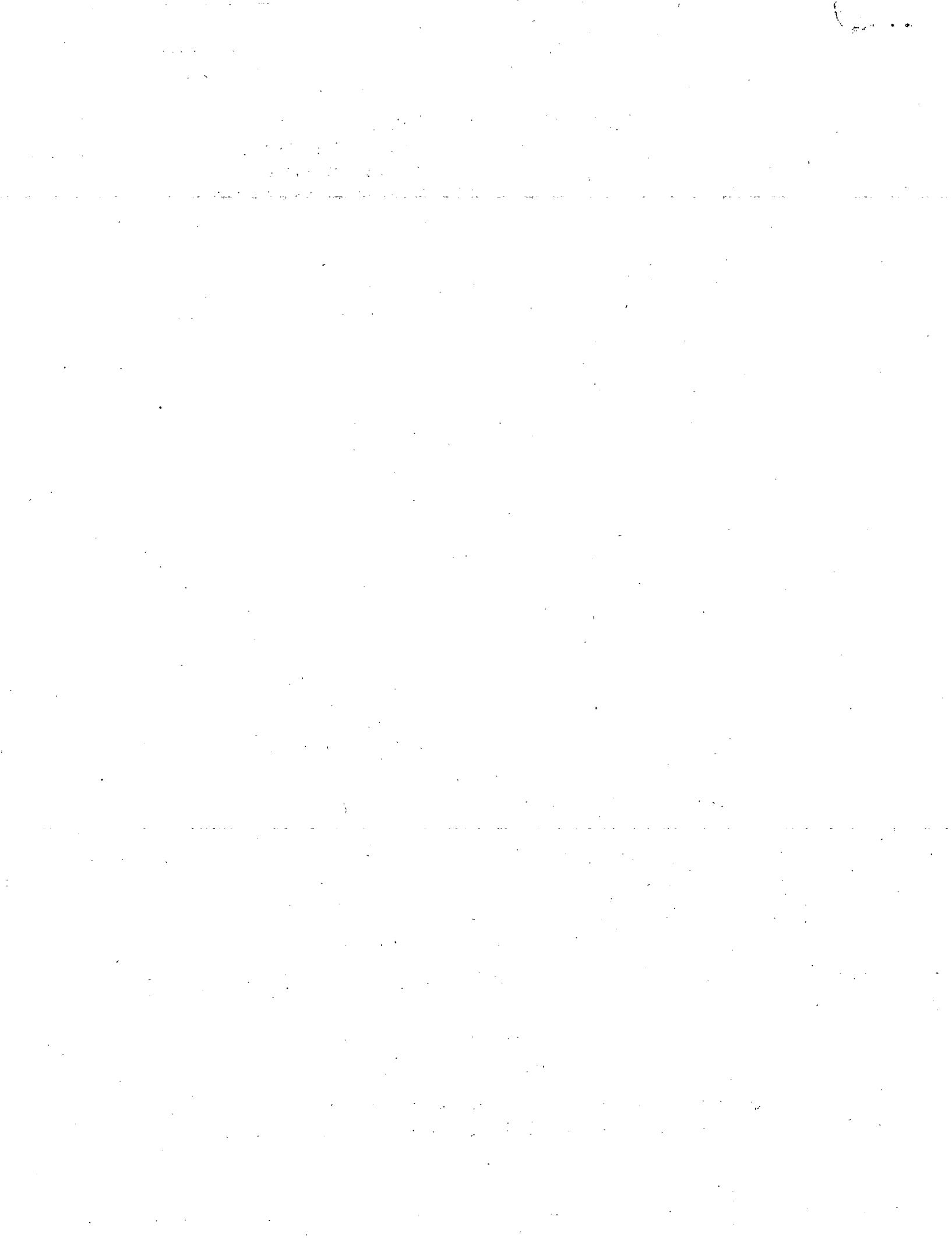
SARH

SUBSECRETARIA DE AGRICULTURA Y OPERACION
DIRECCION GENERAL DE DISTRITOS DE RIEGO
SUBDIRECCION DE UNIDADES DE RIEGO
DEPARTAMENTO DE SUPERVISION DE LA OPERACION
Y CONSERVACION

CORRELACION ENTRE GRANULOMETRIA Y CAPACIDAD DE CAMPO (VALORES EN PORCIENTO)



Gráfica que muestra los porcentajes de arcilla con diámetros menores de 0.002 mm. de limo de 0.002 a 0.05 mm. de diámetro y arena de 0.05 a 20 mm. de diámetro en las texturas básicas de suelos.





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

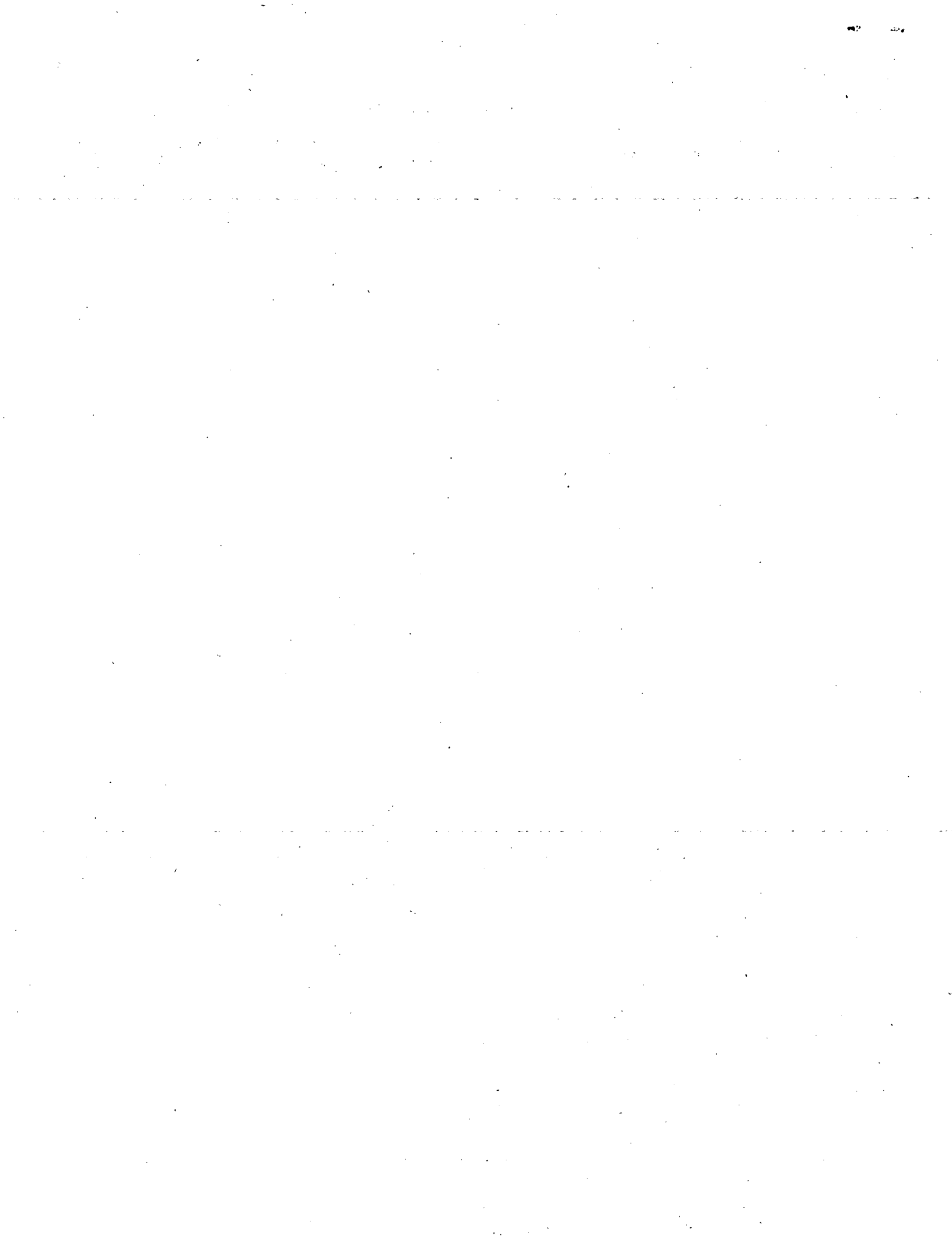


SISTEMAS DE RIEGO Y DRENAJE

DRENAJE AGRICOLA

ING. PRIMITIVO MACIAS MARQUEZ

SEPTIEMBRE, 1978



APUNTES DE DRENAJE AGRICOLA

I.- PRINCIPIOS GENERALES DEL DRENAJE.

1.1.- Importancia y Necesidades del Drenaje Agrícola.

La finalidad principal del riego y drenaje es regular los regimenes de humedad de los suelos ajustándolo a una tal que mejor corresponda a las necesidades de las plantas en cultivo según el criterio -- económico previamente establecido.

El incremento de las áreas afectadas por salinidad y/o drenaje en las zonas de riego causadas por deficiente operación y carencia de una Red adecuada de drenaje, cosa que es explicable por las condiciones Económicas, Políticas y Sociales de las zonas en el proceso de evolución del riego, ya que en un principio se canalizaron todos los recursos para las Obras de Almacenamiento y Red de Distribución de Aguas, pero al transcurso del tiempo las áreas factibles de riego van disminuyendo, surgiendo la necesidad de conservar las obras -- existentes, lo que justifica en la actualidad los estudios tendientes a la prevención y combate de los problemas de empantanamiento -- y/o ensalitramiento de los terrenos agrícolas.

1.2.- Efecto de las deficiencias de Drenaje en los Suelos y Cultivos.

- a).-- Se afecta la estructura del suelo con el paso de la maquinaria provocando una disminución de la permeabilidad abajo de la capa arable.
- b).-- Se afectan las condiciones de aereación del suelo y el intercambio gaseoso, debido que abajo de la capa freática todos los poros del suelo se encuentran saturados de agua, por lo tanto las condiciones anaeróbicas que traen como consecuencia la acumulación del anhídrido carbónico (CO₂) en el suelo lo cual es perjudicial en el desarrollo de las plantas.
- c).-- Influencia en la temperatura del suelo, por el alto calor específico del agua.
- d).-- Se presentan en el suelo reacciones químicas desfavorables tales como la desnitrificación y la formación del ácido sulfídrico (H₂S), el retardo en la mineralización de la Materia Orgánica, etc.

- e).- Presentación de enfermedades y pudrición de la raíces.
- f).- Invasión de malas hierbas.
- g).- Demoras en las labores de preparación y cultivo.
- h).- Irregularidad en el crecimiento y tiempo de maduración.
- i).- Salinización del suelo, debido al ascenso de aguas freáticas - por capilaridad, la cual se evapora en la superficie del suelo quedando sus sales depositadas en los perfiles superiores.

Además de los efectos que causa a los suelos y cultivos pueden provocar trastornos que indirectamente afectan a la Agricultura como son:

- a).- Demoras en la comunicación terrestre.
- b).- Afectaciones en las construcciones.
- c).- Incremento en los riegos y peligro de avenidas ya que al encontrarse saturado el suelo, casi la totalidad de agua de lluvia - escurre inmediatamente.
- d).- Incidencia de plagas y enfermedades perjudiciales al hombre y - animales.

Se pueden distinguir tres tipos de afectación de Drenaje por su naturaleza:

- 10.- Drenaje Superficial.- Esta afectación es la provocada por aguas que escurren superficialmente por el suelo.
- 20.- Drenaje Interno.- Son los causados por el movimiento restringido del agua en el suelo arriba de la capa freática, debido a la estructura desfavorable del suelo ó a la presencia de un estrato impermeable en el perfil.
- 30.- Drenaje Subterráneo.- Es provocado cuando el nivel freático se encuentra a niveles muy cercanos a la superficie.

1.3.- Causas que originan el problema de Drenaje.

Los excesos de humedad superficiales ó subterráneos de los suelos - pueden deberse a la existencia de fuentes de alimentación y a la - presencia de obstáculos que dificultan la evacuación de los excesos de humedad, ejerciendo su influencia estos dos factores desde fuera ó dentro de la zona con problemas.

34

CAUSAS	FUERA DE LA ZONA		DENTRO DE LA ZONA	
	SUPERFICIAL	SUBTERRANEO	SUPERFICIAL	SUBTERRANEO
FUENTES	LLUVIAS AVENIDAS ETC.	CORRIENTES SUBTERRANEAS	LLUVIAS EXCEDENTES DE RIEGO	PERDIDAS POR FILTRA- CION EN CA- NALES.
OBSTACULOS	TOPOGRAFIA DESFAVORA- BLE. FORMACION DE BARRO EN LA DE- SEMBOCADU- RA DE LOS CAUCES.	ESTRATOS IMPERMEABLES	TOPOGRAFIA DESFAVORA- BLE.	ESTRATOS IMPERMEABLES PROFUNDIDAD DE LOS SUELOS IMPERMEABLES.

1.4.- Jerarquización de los factores que originan el problema de --
Drenaje.

Una vez conocidas las causas que originan el problema de em-
pantanamiento es necesario conocer la participación que tiene
cada uno de ellos, obteniéndose así la jerarquización y por -
consiguiente su orden de ataque.

Para efectuar esta jerarquización se formula el balance de hu-
medad de la zona afectada tanto para las aguas superficiales -
como subterráneas.

El análisis se hace para la capa superior del suelo hasta la -
profundidad de 3 a 5 m., en un lapso de tiempo tal que corres-
ponda como mínimo a un ciclo vegetativo de cualquier cultivo ó
todo un año, analizándose todas las aportaciones, por lluvia,
riegos, períodos de filtraciones por canales, escurrimientos -
superficiales y subterráneos de las partes colindantes y aflo-
ramiento de aguas subterráneas, así como las extracciones del
área como evapotranspiración de las plantas, desfogues superfi-
ciales y subterráneos fuera del área en estudio.

Si las aportaciones son superiores a las extracciones se pre-
sentaran problemas de empantanamiento, cuya primera manifesta-
ción será la elevación del nivel freático.

Para complementar el estudio del balance de humedad se hacen -

los estudios freátimétricos, que son los que nos determinan las causas y por lo tanto nos dictan las medidas adecuadas para solucionar el problema de empantanamiento.

2.- ESTUDIOS FREATIMÉTRICOS.

Estos son los encaminados para conocer las variaciones del nivel freático en el espacio y tiempo.

2.1.- Localización de Pozos de Observación.

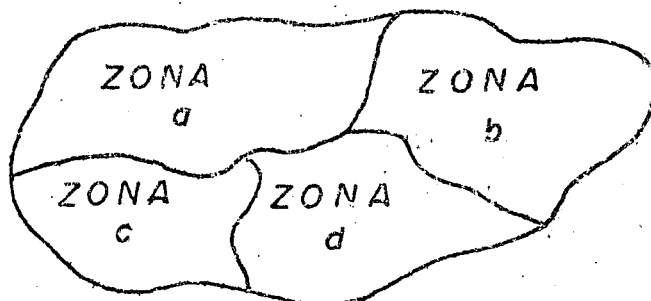
Si en el análisis de las causas que originan el problema del drenaje se define que se trata de altos niveles freáticos, se hace necesario efectuar los estudios freátimétricos para el cual se construyen los pozos de observación, donde se toman en cuenta su número, localización e instalación de los mismos.

2.1.1.- El número de pozos está supeditado a la precisión que se requiere en el estudio y a las disponibilidades económicas, pero se ha observado en la práctica que uno de ellos por cada 100 Has., da resultados satisfactorios, aunque éste no se puede considerar como regla general ya que la cantidad de ellos está en función de la topografía y tipo de suelos.

2.1.2.- Localización de los Pozos.- En la práctica generalmente se localizan en los vértices de una cuadrícula que fluctúa de 3 a 5 Km., y con esta observación se localizan definitivamente en los lugares representativos, con el criterio de obtener mayor número de observaciones en los lugares donde se tengan niveles freáticos someros y donde existen cambios bruscos de pendiente. Para su localización deben observarse las normas generales que son tendientes a obtener con mayor precisión la configuración del nivel freático, la de facilitar la construcción y operación ya que este redundará en la economía y oportunidad de la información, por estas razones deben localizarse en los cambios de pendiente, en sitios de fácil acceso, en las orillas de las áreas de cultivo y a una distancia mínima de 50 mts., de drenes y canales para evitar la influencia local.

Para la localización de los pozos debe estratificarse la zona de acuerdo al tipo de suelo, topografía y grado de afectación aparente. Siendo los suelos más heterogéneos y con

topografía irregular los que necesitan una intensidad mayor y como se menciona anteriormente el número de pozos se calcula en función de la disponibilidad económica y exactitud deseada, al igual, se selecciona una intensidad adecuada para cada una de las zonas, como se anota en la figura Núm. 1.



Para determinar el número de pozos se utiliza la siguiente ecuación:

$$\frac{Nt}{Sa Ia + Sb Ib + Sc Ic + Sd Id} = \frac{Na}{Sa Ia} = \frac{Nb}{Sb Ib} = \frac{Nc}{Sc Ic} = \frac{Nd}{Sd Id}$$

Despejando los valores de N_a , N_b , N_c y N_d , de la ecuación se obtiene el número de pozos que le corresponda a cada una de las zonas y su distribución dentro de ella se puede efectuar trazando una cuadrícula en un plano lo más cerrado posible con el fin de obtener una mejor distribución de los pozos y haciendo el sorteo al azar de cada uno de los vértices.

2.1.3.- Instalación de Pozos.- Estos se pueden clasificar en Pozos: - a) Cielo Abierto y Ademados.

Los pozos a Cielo Abierto consisten en una excavación de ---
0.80 x 1.50 m. y la profundidad necesaria para encontrar el nivel práctico más unos 50 cms. aproximadamente, debiendo ---
protegerse de las entradas de agua superficiales mediante la construcción de un bordo alrededor de la boca del pozo. Este tipo de pozos debe contar con una conservación constante y -
se recomienda construirlos en suelos ligeros porque se pre-
sentan derrumbes muy frecuentes.

Los pozos Ademados pueden ser de diferentes materiales como tubos de barro, mortero de cemento, P.V.C. y fierro. Siendo su selección de acuerdo a la disponibilidad económica y de -
los materiales que se obtengan dentro del área. Se debe cons-

truír un cabezal de concreto o ladrillo pudiendo ser este su per fer cial ó subterráneo.

En general este tipo de pozos es más recomendable pues se -- adapta a cualquier tipo de suelos.

Las norias nos pueden ser útiles para la observación de los niveles freáticos, pero no son muy recomendables ya que pu-- dieran haber sufrido una extracción de aguas antes de efec-- tuarse la observación del nivel freático y marcarnos un ni-- vel erroneo y este puede ser de importancia en suelos de ba-- ja permeabilidad.

Durante la construcción de los pozos se toman muestras de -- suelos en todo el perfil y el de aguas freáticas que nos da-- rá información básica para el mismo estudio. Una vez termina da la construcción se corre una nivelación y se acota con -- respecto al nivel del mar y se anota el número correspondien te.

2.1.4.- Observaciones del Nivel freático.- Esta operación consiste - en medir la profundidad a que se encuentra el nivel freático de cada pozo con respecto al punto acotado. Esta medida pue- de hacerse con sondas eléctricas, estadales, flexómetros, -- mangueras, etc. Las observaciones deben hacerse con una fre- cuencia mensual durante un período cuando menos de un año y a medida que se vayan conociendo éstos la frecuencia puede - ir disminuyendo hasta una sola vez durante la temporada de - riego, otra al finalizar y durante la temporada de lluvia.

2.2.- Estudios del movimiento del nivel freático.-

Conductividad hidráulica por el método del pozo.- (Diserrens, Hoog- - houdt, Kir, Kham, Ernest, W.F.J. Van Beers). Para la determinación - es necesario tener un nivel freático alto a lo máximo de 2-3 mts. de profundidad. El procedimiento consiste en hacer una perforación has- ta llegar abajo de él y abatirlo en varias ocasiones con el fin de - destapar los poros y se mide su recuperación.

$$K = C \frac{\Delta Y}{\Delta t}$$

K = Conductividad Hidráulica m/día
 ΔY = Incremento del Nivel Freático (cm)
 Δt = Incremento del tiempo (seg)

$$C = \frac{4000 r^2}{(H+20r)(2-y/h)Y}$$

cuando $S > 1/2 H$

$$C = \frac{3600 r^2}{(H+10r)(2-Y/H)Y}$$

cuando $S < H$

$$3 < r < 7 \text{ (cm)}$$

$$Y > 0.2H$$

$$20 < H < 200 \text{ (cm)}$$

$$\Delta Y = 0.25 Y_0$$

Para el caso en que se tenga un suelo estratificado y se desee conocer la conductividad hidráulica se calcula de la siguiente manera:

$$K = C \frac{\Delta Y}{\Delta t}$$

$$\frac{\Delta Y}{\Delta t} = \frac{k}{c}$$

$$\frac{\Delta Y'}{\Delta t} = \frac{K_1}{C_0} + \frac{K_2}{C_2} - \frac{K_2}{C_0}$$

$$\frac{\Delta Y'}{\Delta t} = K_2 \left(\frac{1}{C_2} - \frac{1}{C_0} \right) + \frac{K_1}{C_0}$$

$$\frac{\frac{\Delta Y'}{\Delta t} - \frac{K_1}{C_0}}{\frac{C_0}{C_2} - \frac{C_2}{C_0}} = K_2$$

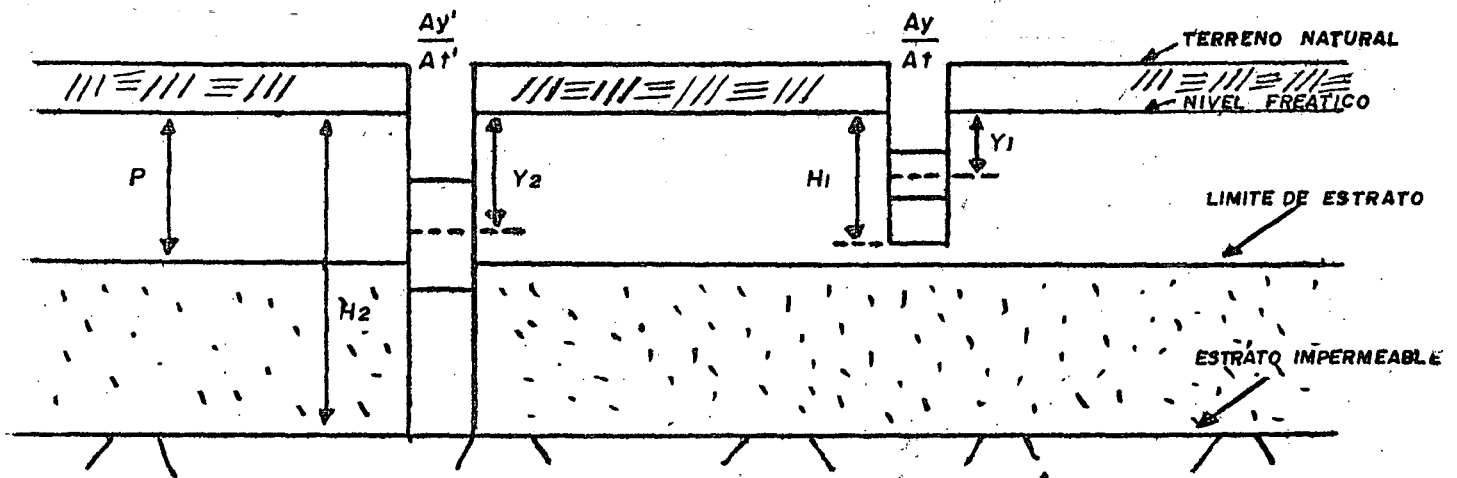
$$K_2 = \frac{C_0 \frac{\Delta Y'}{\Delta t} - K_1}{\frac{C_0}{C_2} - 1}$$

donde C_1 es formado por y_1 y H_1

C_2 es formado por Y_2 y H_2

C_0 es formado por $Y_2 = Y_0$ y $P = H_0$

y $S = 0$



2.3.- Uso de las lecturas del Nivel Freático.-

Las lecturas sirven para elaborar los planos de isobatas, isohipsas, isoincrementos y de mínimos niveles freáticos.

2.3.1.- Isobatas.- Son líneas de igual profundidad del nivel freático. Estas curvas nos muestran gráficamente las zonas donde el drenaje es adecuado y aquellas donde existen problemas de drenaje.

2.3.2.- Isohipsas o de contornos de igual Nivel Freático.- Son las líneas de más carga hidráulica en la superficie del Nivel Freático y las perpendiculares a estas nos definen las líneas de flujo.

Esta información en conjunto nos indica la dirección del agua, zonas de mayor ó menor conductividad hidráulica y zonas de recarga ó descarga.

Los pendientes fuertes nos indican barreras al flujo ó zonas de baja conductividad hidráulica, por otra parte las áreas con pendientes bajos indican la presencia de acuíferos que permiten el movimiento rápido del agua a zonas de alta conductividad hidráulica.

Cuando se presentan líneas concéntricas ó de valores crecientes señalan un área de descarga que puede ser efectos de riegos, etc.

2.3.3.- Plano de Mínimos Niveles Freáticos.- Está formado por curvas de igual nivel freático con la menor observación medida en cada pozo en un ciclo de observación hecha.

Este plano se basa en la consideración hipotética que todas las fluctuaciones del Nivel Freático en cada uno de los pozos se debe a una condición local y la menor observación nos indica que es el que se presenta por un escurrimiento normal. Por esta razón éstas curvas indican una aproximación de un régimen permanente y establecido.

Este plano nos sirve para el proyecto de la red de drenaje de apoyo, pues es la que viene a interceptar el flujo permanente de la zona y los problemas locales se pueden solucionar con la red de drenaje parcelario u otro tipo de medidas correctivas.

2.3.4.- Plano de Isoincrementos.- Este plano es el que muestra zonas de igual ascenso ó descenso del Nivel Freático.

Para su elaboración se sobreponen el plano de Mínimos Niveles Freáticos y el de Isohipsas de una determinada observación, se elaboran tantos planos como se tengan, tomando como base un año donde se tengan condiciones normales de operación.

Al compararse cada uno de los planos se observa gráficamente el desplazamiento de las masas de agua, al igual que los lugares de estancamiento de aguas subterráneas aisladas a los que hay que conectar con drenes.

En las zonas donde se observan decrementos, indican que las aportaciones son menores que las salidas y se pueden interpretar de que era una cuenca cerrada y que por un medio artificial ó natural se le dió curso a esa agua, al igual se interpreta que las aportaciones disminuyeron ó que las observaciones del Nivel Freático que se han efectuado no fueron suficientes para elaborar el plano de mínimos Niveles Freáticos.

En donde no se muestran incrementos indican que el gasto de entrada es igual que el de salida pudiendo causar problemas en aquellos lugares que topograficamente son bajos. En aquellos que muestran incrementos indican que las entradas son mayores que las salidas y se interpreta como zonas de suelos muy permeables rodeados de áreas impermeables ó de menor permeabilidad que originan un remanso de de las aguas subterráneas.

2.3.5.- Gráfica Areas Tiempo.- Relaciona las variaciones de áreas de acuerdo a los Niveles Freáticos con el tiempo. Estas observaciones cuando se tiene por un período considerable de tiempo se puede hacer un pronostico, ya que la tendencia de dichas curvas proporciona un índice para evaluar lo que está sucediendo y además con la observación de las de las gráficas y relacionandolo con las lluvias, riegos, etc. se pueden cuantificar las causas y el área en que tienen influencia.

Para su interpretación las áreas que constantemente tienen un Nivel Freático Somero, nos indican que las aportaciones probablemente provengan de fuera del área. En los lugares donde se acusen altos Niveles de agua Freática en la temporada de máximos riegos es de suponerse que esta es la principal causa o filtraciones de canales, al igual se interpreta donde se observaron las elevaciones, unicamente durante la temporada de lluvias.

Este análisis se efectúa con la finalidad de cuantificar las áreas que se encuentran afectadas y clasificarlas de acuerdo al tipo de problema.

2.3.6.- Plano de clasificación de afectaciones de Drenaje.- Este consiste en delimitar las áreas que tengan igual problema de Drenaje de acuerdo a su origen. Para su elaboración se sobreponen los planos de Isobatas y con base a todas las observaciones que se tengan, se delimitan las áreas que constantemente tienen un Nivel Freático alto, indicando nos éstas áreas que las aportaciones son constantes y probablemente vengán de fuera del área y se hace necesaria la construcción de Drenaje Subterráneo ó Vertical.

Ahora si se seleccionan unicamente las observaciones efectuadas durante la temporada de riego y se delimitan las áreas donde acusan altos Niveles Freáticos, se tendrán bases para proponer la solución pertinente.

Si de la misma forma se delimitan las áreas que unicamente tienen alto el Nivel Freático en la temporada de lluvias, se conoce la fuente y sus posibles soluciones.

3.- ESTUDIOS PARA DETECTAR PROBLEMAS DE NIVEL FREÁTICO.

3.1.- Generalidades sobre la teoría de sistemas de Drenaje en equilibrio y en no equilibrio.- Equilibrio establecido es cuando hay un balance entre las aportaciones y las salidas, siendo ésta la tesis que más se utiliza en la práctica, aunque no se apega mucho a la realidad da una buena aproximación ya que los parámetros que intervienen para su cálculo se miden con facilidad y en las condiciones de no equilibrio es cuando las aportaciones no son constantes o sea son intermitentes tal como sucede en la realidad, pero la dificultad que existe para estimar los parámetros considerados y simplificaciones que tienen las fórmulas en su deducción le hacen perder su aproximación.

NOMBRE DEL AUTOR	FORMULA	CONSIDERACIONES	ESQUEMA
DONNAN	$L^2 = \frac{4K (B^2 - D^2)}{q}$	<p>$(B - D) \ll D$ $L \ll D$</p> <p>Flujo permanente, horizontal, Homogeneo e Isotrópico.</p>	
HOOGHOUTD	$L^2 = \frac{8K_2 D_0 \Delta h}{q} + \frac{4K_1 (\Delta h)^2}{q}$ $L^2 = \frac{8K_2 d \Delta h}{q} + \frac{4K_1 (\Delta h)^2}{q}$	<p>Flujo permanente, Radial - Horizontal y Recarga Homogeneamente.</p>	
ERNEST.	$\Delta H = \Delta h_v + \Delta h_h + \Delta h_r$ $\Delta h_v = q \sum \left(\frac{Dv}{K} \right)$ $\Delta h_h = \frac{q L^2}{8 \sum KD}$ $\Delta h_r = qLW$	<p>Flujo hacia los Drenes es permanente, Radial, Horizontal y Vertical.</p> <p>$D_i = \frac{1}{2} \Delta H$</p>	
ROTMF	$S = 2H \sqrt{\frac{k}{q}}$	<p>Flujo Horizontal y Permanente.</p>	
AVERVANOY	$S = 2H \sqrt{\frac{K}{Q} \left(1 + \frac{2T}{H} \right) \alpha}$	<p>$s/t \geq 3$ Fujo Horizontal.</p>	
GLOVER DOOM	$L^2 = \pi^2 \frac{K \cdot D \cdot t}{V \ln(3.27 \frac{h_0}{ht})}$	<p>$D = D_0 + \frac{h_0 + ht}{4}$</p> <p>$D_0 = d + \frac{ht + h_0}{4}$</p> <p>Flujo Horizontal, Radial, - Régimen no establecido. Sue lo Homogeneo e Isotrópico.-</p>	

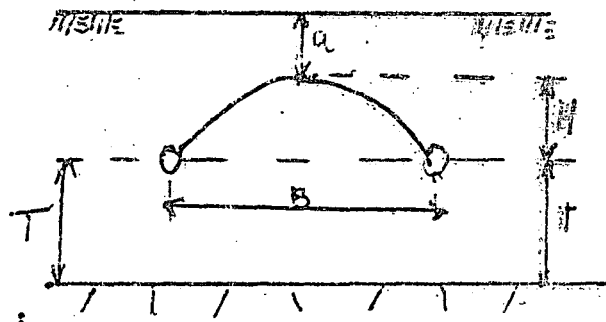
3.2.- Cálculo de Necesidades de Drenaje.- La capacidad natural de drenaje es un parámetro que indica las zonas en que es necesaria la construcción del drenaje complementario, (Ing. Oscar Castillo). Para su cálculo se basa en la suposición de que existe una red hipotética de drenaje que es la que permite el flujo en el suelo, se supone que dicha red se encuentra a 2 mts. de profundidad, ya que ésta es la que en término medio se construye, el estrato impermeable se considera a 4 mts. de profundidad, además si la infiltración básica para el lavado de suelos debe ser mayor de 2.5 cms/día y no mayor de 15 cms/día, conviene considerar con un criterio conservador que son 5 cms/día y que el Nivel Freático se encuentra a 0.5 mts. En base a estas suposiciones si evaluamos la capacidad natural del drenaje con cualquiera de las fórmulas del régimen establecido ó como propone el Dr. Palacios utilizando la fórmula Avervanov.

$$B = 2H \sqrt{\frac{k}{q} \left(1 + \frac{2t}{H}\right)}$$

$$q = 0.05 \text{ m/día.}$$

$$H = 1.5 \text{ m.}$$

$$t = 2.0 \text{ m.}$$



El número de drenes necesarios es :

$$N = \frac{L}{Bn}$$

El número de drenes hipotéticos existentes:

$$M = \frac{L}{Be}$$

El número de drenes complementarios:

$$C = \frac{L}{Bc}$$

$$C = n - m$$

$$\frac{L}{Bc} = \frac{L}{Bn} - \frac{L}{Be}$$

$$\frac{1}{Bc} = \frac{Be - Bn}{Bn Be}$$

$$Bc = \frac{Bn Be}{Be - Bn}$$

$$Bn^2 = \frac{4 H^2 K \infty}{q} \left(1 + \frac{2t}{H}\right)$$

$$\frac{Bn^2}{4K \infty} = \frac{H^2}{q} \left(1 + \frac{2t}{H}\right) = \frac{H^2}{q} \left(\frac{H + 2t}{H}\right)$$

$$\frac{B_n^2}{4K\alpha} = \frac{H}{q} (H + 2t)$$

$$\frac{B_n}{4K\alpha} = \frac{2th}{q} \left(\frac{H + 2t}{2t} \right) = \frac{2th}{q} \left(\frac{H}{2t} + 1 \right)$$

$$\frac{B_n^2}{4K\alpha} = \frac{2H}{q} \left(\frac{H}{2t} + 1 \right) = A_n$$

$$A_n = \frac{2 \times 1.5}{0.05} \left(\frac{1.5}{2 \times 2} + 1 \right) = \frac{3.0}{0.05} \left(\frac{1.5}{4} + 1 \right)$$

$$A_n = 60 (0.375 + 1) = 82.5 \approx 80$$

Si para el cálculo de la red existente en un suelo suponemos un régimen no establecido el Dr. Palacios propone el uso de la fórmula de Avervanov:

$$B_e^2 = \frac{4 K T \alpha t}{\psi M}$$

donde: $\psi = \frac{h}{H_0}$

$$M = (PS - CC) D_a$$

tenemos que:

$$A_e = \frac{B_e^2}{4 K T \alpha} = \frac{t}{\psi m}$$

Si tenemos que:

$$B_e = \sqrt{A_e 4 K T \alpha}$$

$$B_n = \sqrt{A_n 4 K T \alpha}$$

$$B_e = \frac{B_n B_e}{B_e - B_n}$$

$$B_c = \frac{\sqrt{A_n 4 K T \alpha} \sqrt{A_e 4 K T \alpha}}{\sqrt{A_e 4 K T \alpha} - \sqrt{A_n 4 K T \alpha}}$$

$$B_c = \frac{\sqrt{A_n A_e} (4 K T \alpha)}{\sqrt{4 K T \alpha} (A_e - A_n)} = \frac{\sqrt{A_n A_e} \sqrt{4 K T \alpha}}{\sqrt{A_e} - \sqrt{A_n}}$$

$$B_c = \frac{9 \sqrt{A_e} \sqrt{4KT}}{\sqrt{A_e - 9}} = \frac{18 \sqrt{A_e KT}}{\sqrt{A_e - 9}} = \frac{18 \sqrt{2 A_e K}}{\sqrt{A_e - 9}}$$

$$B_c = \frac{25 \sqrt{A_e K}}{\sqrt{A_e - 9}}$$

3.3.- Ejemplo de cálculo de separación de Drenes.

Altura de Observación 50 cm.

$$\begin{array}{lll} D' = 175 \text{ cms.} & D = 125 \text{ cms.} & r = 5 \text{ cms.} \\ W' = 100 \text{ cms.} & W = 50 \text{ cms.} & S = 400 > \frac{H}{2} \\ H' = 75 \text{ cms.} & H = 75 \text{ cms.} & \end{array}$$

$$20 < H < 200 \qquad 3 < r < 7$$

T (seg)	$Y_0 t$	$\Delta Y_0 t$	
0	103.0		$Y_0 = Y - W = 103 - 50 = 53$
10	100.8	2.2	
20	99.0	1.8	
30	97.3	1.7	$Y = Y_0 - 1/2 \Delta Y = 53 - \frac{13.1}{2}$
40	95.9	1.4	
50	94.3	1.6	$Y = 46.7 \text{ cms.}$
60	92.8	1.5	$Y > 0.2 H.$
70	91.2	1.6	
80	89.9	1.3	$0.2 \times 75 = 15 < 46.7$

$$\Delta Y_0 t = 13.1 \qquad 13.1$$

$$K_1 = C \frac{\Delta Y}{\Delta t} = 8.7 \times \frac{13.1}{80} = 1.4 \text{ m/dia.}$$

$$\begin{array}{lll} D' = 250 & D = 200 & r = 5 \text{ cms.} \\ W' = 100 & W = 50 & S = 400 < 1/2 H. \\ H = 150 & H = 150 & \end{array}$$

T	y'	Δy_0	
0	160.0		$Y_0 = 160 - 50 = 110$
10	154.3	5.7	$\Delta Y = \Delta Y_t = 26.7$
20	148.9	5.4	
30	143.7	5.2	$Y = 100 - 13.3 = 96.7$
40	138.4	5.3	$Y > 0.2 H$
50	133.3	5.1	
60	128.0	5.3	$96.7 > 26.$
	26.7	26.7	

$$\left. \begin{array}{l} H = 150 \\ y = 96.7 \end{array} \right\} c_2 = 3.5$$

$$\frac{A y}{A t} = \frac{26.7}{60} = 0.44$$

$$P = \text{Estrato} = 128$$

$$P = 128 - 50 = 78$$

$$P = H_2 = 78$$

$$Y_2 = 96.7$$

$$C_0 = \frac{4000 r^2}{(H+20 R)(2-y/h)y}$$

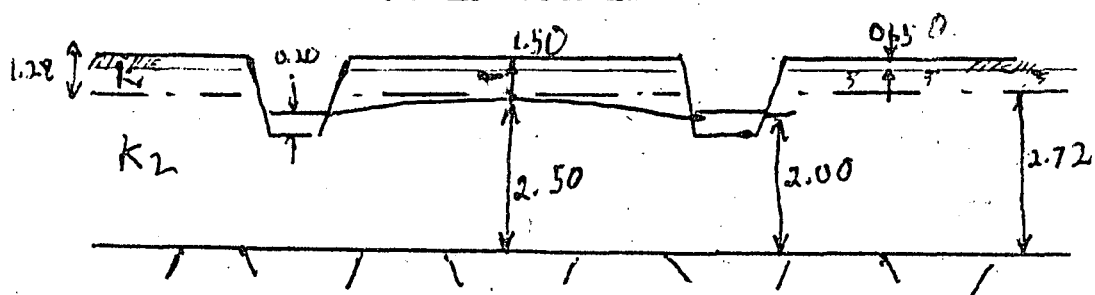
$$C_0 = \frac{4000 \times 25}{(78 + 100) \left(2 - \frac{96.7}{78}\right) 96.7} = 7.2$$

$$K_2 = \frac{C_0 \left(\frac{y}{t}\right) - K_1}{\frac{C_0}{C_2} - 1}$$

$$K_2 = \frac{7.2 \times 0.44 - 1.4}{\frac{7.2}{3.5} - 1} = 2.2 \text{ m/día.}$$

Calcular la separación entre drenes necesarios para abatir el nivel freático a 1.50 m. de profundidad, para un suelo en que el Nivel Freático se encuentra a 0.50 m. y la profundidad del estrato impermeable es de 4 m. Se ha observado que la recarga es de 1 mm/día y la profundidad en que se requiere el Nivel Freático es de 1.50 m.,- abajo de la superficie. De acuerdo a la maquinaria que se dispone, la topografía del lugar y la profundidad de la descarga vamos a — construirla a 2.20 mts. de profundidad. El primer estrato se encuentra localizado a 1.28 m. y el ancho del dren es de 0.40 m. y los tubos utilizados son de 4" ϕ . Calcular la separación de drenes.

FORMULA DE DONNAN



$$q = 1 \text{ mm/día}$$

$$K_1 = 1.4 \text{ m/día}$$

$$K_2 = 2.2 \text{ m/día}$$

$$D_{v1} = 128 - 50 = 78$$

$$D_{v2} = 400 - 128 = 272$$

$$\bar{K} = \frac{0.78 \times 1.4 + 2.72 \times 2.2}{350} = \frac{7.08}{350} = 2.02 \text{ m/día.}$$

$$L^2 = \frac{4 K (\bar{B}^2 - D^2)}{q} = \frac{4 \times 2.02 (2.50^2 - 2.00^2)}{0.001}$$

$$L = 135 \text{ m.}$$

fórmula de HOOGHOUT

$$L^2 = \frac{8 K_2 D_0 \Delta h}{q} + \frac{4 K_1 \Delta h^2}{q}$$

$$L^2 = \frac{8 \times 2.2 \times 2 \times 0.5}{0.001} + \frac{4 \times 1.4 \times (0.5)^2}{0.001}$$

$$L^2 = 17600 + 1401 = 19001$$

$$L = 138 \text{ m.}$$

Fórmula de Hooghoudt con la teoría del estrato equivalente

$$L^2 = \frac{8 K_2 d \Delta h}{q} + \frac{4 K_1 \Delta h^2}{q}$$

$$L^2 = \frac{8 \times 2.2 \times 0.5 d}{0.001} + \frac{4 \times 1.4 \times (0.5)^2}{0.001}$$

$$L^2 = C_1 d + C_2$$

$$L^2 = 8000 d + 1401$$

C_1	C_2	$C_1 d$	L_0	L_2	D
8800	1401	16720	135	150	15
8800	1401	16632	134	140	6
8800	1401	15840	132	130	3

$$L = 130 \text{ m.}$$

FORMULA DE ERNEST.

$$\Delta h = \frac{q \sum (L_v)}{K_1} + \frac{q L^2}{8 \sum KD} + qL W$$

$$\Delta h = \Delta h_v + \Delta h_h + \Delta h_r$$

$$\Delta h_v = q \left(\frac{D_v}{K} \right) = 0.001 \left(\frac{0.78}{1.4} + \frac{2.72}{2.2} \right) =$$

$$\Delta h_v = 0.001 (0.56 + 1.24) = 0.001 (1.80) = 0.0018 \text{ m.}$$

$$\Delta h_h = \frac{q L^2}{8 \sum KD} = \frac{0.001 L^2}{8 (1.4 \times 0.78 + 2.72 \times 2.2)} = \frac{0.001 L^2}{8 (1.09 + 5.98)}$$

$$\Delta h_h = \frac{0.001 L^2}{8 \times 7.07} = 0.00001768 L^2$$

$$\Delta h_v = q L W = 0.001 L W$$

$$K_1 < K_2$$

de la figura 20

$$D_2 > D_r$$

$$W = \frac{1}{\pi K_2} L_n \frac{D_r}{P} = \frac{1}{3.14 \times 2.2} L_n \frac{2}{0.6}$$

$$W = \frac{1}{6.9115} L_n 3.33 = 0.1446 \times 1.2 = 0.1735$$

$$P = b + 4r_0$$

$$P = 0.40 + 4 \times 0.05 = 0.40 + 0.20 = 0.60$$

$$\Delta h_v = 0.001 \times 0.1735 L = 0.0001735 L$$

$$0.50 = 0.0018 + 0.00001768 L^2 + 0.0001735 L$$

$$0 = 0.00001768 L^2 + 0.0001735 L - 0.4982$$

$$0 = 1.768 L^2 + 17.35 L - 498.20$$

$$L = \frac{17.35 \pm \sqrt{301.02 + 352327.04}}{3.536} = \frac{576.49}{3.536} = 163$$

$$L = 163 \text{ m.}$$

ECUACION DE GLOVER Y DOOM.

$$L_2 = \frac{\pi 2 K D T}{V \ln \left(1.16 \frac{h_0}{h_t} \right)}$$

$$T = 3 \text{ días.}$$

$$V = \frac{K}{1000} = \frac{2.02}{1000} = \frac{1.42}{1000} = 0.00142$$

$$D = D_0 + \frac{h_0 + h_t}{4} = 2 + \frac{1.50 + 0.50}{4}$$

$$D = 2 + \frac{2.0}{4} = 2.5$$

$$L^2 = \frac{3.14 \times 2 \times 2.02 \times 3 \times 2.50}{0.00142 \ln \left(\frac{1.16 \times 1.50}{5.50} \right)}$$

$$L = \frac{105192.25}{1.24} = 84832.45$$

$$L = 291 \text{ m.}$$

La ecuación de Glover y Doom con la teoría del estrato equivalente:

$$D = d + \frac{h_1 + h_0}{4} = d + 0.50$$

L	C	d	D	L ² = ∞	L	D
300	33932.98	0.99	1.49	5056014	225	75
250	33932.98	0.99	1.49	5056014	225	25
225	33932.98	0.99	1.49	5056014	225	0

$$C = \frac{2 \gamma K T}{V L_n \left(1.16 \frac{h_0}{h_t} \right)}$$

4.- DISEÑO DE DRENAJE PARCELARIO

4.1.- Espaciamiento.-

Actualmente existen muchas fórmulas y criterios, para determinar el espaciamiento de drenes, deducidos por científicos de diversos países. Cada fórmula es aplicable según las condiciones que son definidas según el esquema, de tal manera el criterio para seleccionar la fórmula a utilizar se debe considerar:

- 10.- Definir el esquema considerando la fuente y el sentido de alimentación del Nivel Freático, así como la estratificación del suelo y la localización del estrato impermeable.
- 20.- Separación de diseño. Por la inseguridad del cálculo y de los parámetros que involucran las fórmulas se recomienda localizar las de manera que intercepten las corrientes y al doble de separaciones.

5.- ESPECIFICACION DE DISEÑO.

- a).- Debe estar en dirección normal al flujo para que los drenes funcionen más eficientemente.
- b).- No estar localizados cerca de canales ó acequias de riego.
- c).- Que no pasen sobre construcciones existentes.
- d).- Perjudicar lo menos posible los cultivos perennes.
- e).- Que topográficamente sea factible construirse.
- f).- Que tenga el menor número de cambios de dirección en planta y perfil ya que éstos pueden ocasionar azolves y disminuir la vida útil del drenaje.
- g).- Seleccionar el tipo de diseño que contenga las líneas más cortas para hacer más económico el drenaje.
- h).- Prácticamente se ha visto que el tubo de 4" ϕ , es suficiente ya que los gastos aforados en una longitud de 300 m, de 1 a 3 l.p.s. en drenes de 600 m. de largo, los gastos máximos han sido de 5 l.p.s.
- i).- La profundidad media es de 2 m. y la mínima de 1 m. para que el drenaje no sea deteriorado con los implementos comunes de labranza.
- j).- Las pendientes recomendadas fluctúan de 0.003 - 0.006.

5.1.- Estructuras Complementarias.

- a).- Registros.
- b).- Estructuras de descarga.

Los registros tienen como finalidad poder revisar el funcionamiento del drenaje y su conservación; se pueden utilizar como reductores de gradiente utilizando estas estructuras como caídas ó cámara de azolve.

5.1.1.- Especificaciones para la localización.-

- a).- Donde converjan 2 ó más drenes.
- b).- Donde los drenes se encuentran a diferentes elevaciones.
- c).- En cambios de dirección en planta ó perfil.
- d).- En los tangentes debe localizarse en tramos de 100 a - 200 mts. máximo.

- e).-- Deben sobresalir de la superficie del terreno unos 50 - cms., ó estar por lo menos 75 cms., enterrado.

5.2.- Estructuras de Descarga.--

- a).-- Proteger la descarga con mampostería para evitar la erosión.
 b).-- Colocar rejillas para evitar la entrada de animales.
 c).-- Colocar tapaderas si la descarga se ahoga, evitándose así la in-
 troducción de basuras y sedimentos. Estas estructuras son úti-
 les cuando se descarga en arroyos y desfogues.

6.- MATERIALES DE LOS DUCTOS Y ESPECIFICACIONES.

Los Materiales más usados para fabricar tubos de drenaje son: la arcilla, en concreto y el plástico polivinílico (PVC).

6.1.- Tubos de Arcilla.

Hasta hace algún tiempo éstos han sido los más comunmente usados en la mayoría de los países, pero actualmente están siendo desplazados por el uso de tubos de plástico. La producción de los tubos de arcilla se originó en Inglaterra, por lo que sus dimensiones están da-
 das en unidades del sistema inglés, son de un pié de longitud y se fabrican de 5-6-8-10 y 15 cms., Tienen la ventaja de ser alineados con facilidad en suelos sueltos y se puede colocar el material fil-
 trante a su alrededor.

6.2.- Tubos de Concreto.

Se manufacturan en forma de dimensiones similares a los de arcilla y algunos mayores. Se fabrican con determinadas especificaciones, ta-
 les como un límite al esfuerzo a la ruptura, resistencia a los áci-
 dos y sulfatos contenidos en los suelos y los mismos requerimientos que para los tubos de arcilla. Tanto en los tubos de concreto como los de arcilla la entrada del agua ocurre a través de las juntas en-
 tre los tubos. El agua que fluye por los poros de las paredes de los tubos es prácticamente insignificante.

6.3.- Tubos de Plástico.

En los últimos años se ha difundido el uso de tubería de plástico - para drenaje y sigue incrementándose en muchos países, esto se ex-
 plica por las grandes ventajas que presenta el uso de este tubo en

comparación con los tubos de arcilla y concreto, y que pueden resumirse como sigue:

- a).- Bajo costo de transporte.
- b).- Grandes posibilidades para colocación mecanizada y pocos requerimientos en la operación del sistema de drenaje.
- c).- El mismo tipo de máquina que se usa para colocar tubos de arcilla, puede, con simples ajustes, ser usado para el tendido de los tubos de plástico. Los tubos para varios cientos de metros de líneas pueden ser acarreados en las propias máquinas.
- d).- La línea de dren de plástico, consiste en un tubo continuo, — condición que le hace ser poco susceptible a fallas.

Las especificaciones de estos tubos son: fabricados de cloruro de polivinilo (PVC) rígido, se hacen de 40 mm., 50 mm. y 70 mm. de diámetro, con espesores mínimos de 0.8 mm., respectivamente, el peso por metro lineal de tubo es de 150 gr., 220 gr. y 500 gr., están ranurados longitudinalmente para permitir la entrada de agua, las ranuras se hacen con cortes de sierra, la longitud de los tubos es de 6 mm., ensanchados circularmente al final de cada uno para permitir una conexión hermética entre dos tubos, a manera de macho campana.

7.- MATERIAL FILTRANTE.

La colocación de materiales filtrantes en las líneas de drenaje subterráneo tienen doble objeto: uno, prevenir el azolvamiento del dren por partículas del suelo que se introduzcan y otro, el de facilitar el flujo de agua a través de la entradas abiertas en los tubos de drenaje. Los materiales filtrantes pueden ser divididos en dos clases:

- 7.1.- Los que requieren grandes volúmenes de aplicación, colocándose alrededor de los drenes, esparcidos como materiales de relleno ó desperdicio: por esta razón se prefiere que sean materiales disponibles en la región para abaratar su flete. Entre estos materiales están los siguientes:

Grava: se usa especialmente como terraplén material permeable y en algunos casos se combina con un sistema de drenaje con tubos; como este material es pesado, su flete es alto por lo que su aplicación eleva mucho el costo de los sistemas de drenaje.

Cama de paja turbosa: este material es muy usado en Holanda, actualmente es el único material utilizado en este país.

Corteza de árboles: se usa este material cuando hay disponibilidad local.

7.2.- Materiales filtrantes especialmente manufacturados, casi siempre en forma de hojas o tapetes, suministrados en rollos se puede lograr una buena cobertura alrededor del tubo con la utilización de poco volumen de este material. Al mismo tiempo la utilización de ese tipo de hojas o tapetes, abarata la mano de obra para su colocación. Entre los materiales de este tipo están los siguientes:

Hojas delgadas de fibra de vidrio, material que no ha dado muy buenos resultados.

Tapetes de Lana de vidrio.

Tapetes de Paja turbosa.

Tapetes o cubiertas de lino.

8.- CONSERVACION.

Debido a la diferencia de gastos y por consiguiente la velocidad dentro de la temporada de lluvias o riegos, las partículas del suelo que penetran a la tubería no pueden salir, precipitándose dentro de ella y en ocasiones se consolidan taponando definitivamente la tubería.

8.1.- Especificaciones.-

- a).- No sembrar cultivos con sistema radicular profundo en una franja de 5 m. de cada lado del dren.
- b).- Desazolver los registros una vez al año después de la temporada de riegos.
- c).- Inyectar agua a presión cuando se note acumulación de azolves en la tubería.
- d).- Desazolver inmediatamente después de notarse taponamiento.
- e).- Retirar las plantas que se desarrollen en la salida del drenaje.
- f).- Extraer las raíces que se han introducido en la tubería.

9.- DRENES TOPO.

Son canales ó ductos subterráneos sin revestir, formados con un arado topo sin abrir una trinchera ó canal. Es atractivo porque tiene un bajo costo de instalación comparado con los otros drenes parcelarios.

El agua llega a los ductos o "topos" principalmente por las fisuras o grietas que han sido formadas durante la operación de éste drenaje. Son susceptibles los "topos" de una rápida deterioración y su duración depende de:

- 1).- Propiedades del suelo (estabilidad).
- 2).- Condiciones de humedad durante su construcción.
- 3.- Condiciones de humedad durante su funcionamiento. (Prolongada inundación de ellos provoca un rápido derrumbe).
- 4).- Velocidad del agua en los "topos" (altas velocidades ocasionan erosión y derrumbe).

Normalmente cada zona o región deberá sacar sus propias experiencias ya que por el momento existen pocas normas de construcción. El Dr. Palacios, en sus apuntes sobre drenaje menciona la técnica de ASTAPOV, para determinar la factibilidad de los drenes "topo", en determinadas condiciones de suelos, aunque como ya se mencionó es conveniente probarlo en cada zona de interés en lo que respecta a profundidades, espaciamientos, diversos tipos de suelos y contenidos de humedad, etc.

9.1.- Diseño.

Los drenes topo deben descargar en drenes abiertos (colectores parcelarios), y para proteger la salida de obstrucciones por derrumbes se les puede colocar un tubo de unos 2 m. de longitud.

9.2.- Espaciamiento.

Para lograr la formación de fisuras en el suelo, el espaciamiento comúnmente, es del orden de 2-6 m.

9.3.- Profundidad.

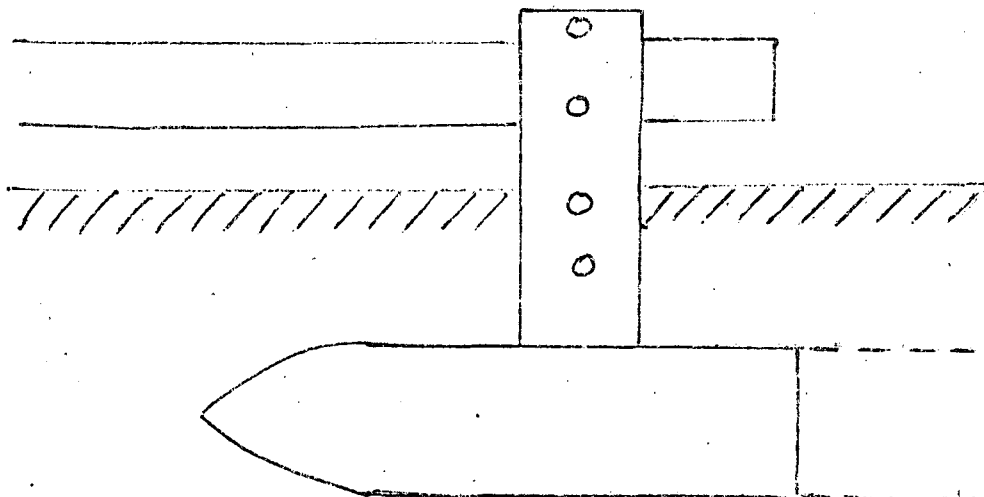
Debe ser tal que proteja el ducto o "topo" contra los efectos de la sequía y peso de maquinaria pasada. Normalmente van de 0.40 a 0.80 m de profundidad.

9.4.- Pendiente.

Se considera adecuada hasta 1 %.

9.5.- Longitud de los topos. En condiciones favorables deberá ser de 200 metros.

9.6.- Construcción. Existe una amplia gama de arados-topo, pero en general el "Topo" ó "Torpedo" es un corazón cilíndrico de 5-10-15 cms. de diámetro.



10.- CRITERIOS PARA LA LOCALIZACION DEL DRENAJE BASICO O DE APOYO.

El Drenaje básico ó de apoyo tiene la finalidad de evacuar en un período de tiempo tal que los excedentes de agua superficiales y el Nivel Freático a una profundidad tal que no se causen problemas al suelo y a los cultivos. Además como su nombre lo indica se utiliza como apoyo de toda la Red de Drenaje Secundario y Parcelario.

Los drenes colectores se trazan siguiendo los bajos topográficos ó cauces naturales y para integrar el resto de la red se localizan los drenes interceptores ó de alivio.

El drenaje interceptor cuando se encuentra apoyado sobre una capa impermeable, se considera que es un dren perfecto, en este caso un solo dren es suficiente para captar el escurrimiento. Y el que no se encuentra apoyado sobre un estrato impermeable es un dren flotante y para este caso - la separación se calcula con el siguiente criterio:

Los drenes interceptores se utilizan cuando la fuente de recarga es externa y para su análisis matemático se utiliza el realizado por Glover y presentado por Donnan, de acuerdo a la Ley de Darcy:

$$q = K. H. S. \quad - - - - (1)$$

q = Gasto Unitario (m³/día/m.)

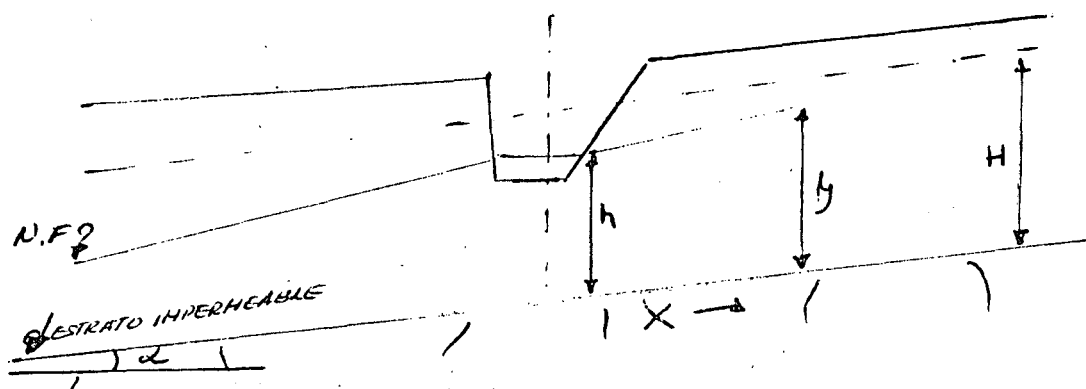
K = Conductividad Hidráulica (m./día)

H = Espesor del acuífero sobre el estrato impermeable (m.)

S = $\text{tang } \theta$ = pendiente del Nivel Freático.

Cuando se construyen los drenes interceptores, tenemos que:

$$q = K Y \left(S + \frac{dy}{dx} \right) \quad \text{--- (2)}$$



Y = Espesor del acuífero a una distancia X del dren interceptor (m).

$\frac{dy}{dx}$ = Pendiente del Nivel Freático a una distancia X del dren interceptor.

$$H S = \frac{q}{k} \quad \text{--- (1)}$$

$$\frac{q}{k} = Y \left(S + \frac{dy}{dx} \right) \quad \text{--- (2)}$$

$$H S = Y \left(S + \frac{dy}{dx} \right) \quad \text{--- (3)}$$

$$H S = Y S + Y \frac{dy}{dx}$$

$$(H-Y) S = Y \frac{dy}{dx}$$

$$S dx = \frac{Y}{H-Y} dy$$

Integrando.

$$Sx = -y - H \ln (x - y) + c \quad \text{--- (4)}$$

dato los límites

$$x = 0 \quad y = h$$

$$c = h + H \ln (H - h) \quad \text{--- (5)}$$

$$Sy = -y - H \ln (x - y) + h + H \ln (H - h)$$

$$Sx = (h - y) + H \ln \left(\frac{H - h}{H - y} \right)$$

$$Y = 1/S \left[H \ln \left(\frac{H - h}{H - y} \right) + (H - y) \right] \text{ --- (6)}$$

Si suponemos que:

$$h = a H \text{ --- (7)}$$

$$Y \text{ max} = b H \text{ --- (8)}$$

Y max = Espesor máximo tolerable del Manto Freático (m)

X' = distancia de influencia del dren.

$$X' = 1/S \left[H \left(\ln \frac{H - aH}{H - bH} \right) + (aH - bH) \right]$$

$$X' = \frac{H}{S} \left[\ln \frac{H - aH}{H - bH} + (a - b) \right] \text{ --- (9)}$$

A veces se acepta que aguas abajo del dren interceptor, el Nivel Freático tendrá la misma pendiente que la que tenía antes de la existencia del dren para el nivel del agua en el dren interceptor.

La deducción anterior se basa en que el suelo es homogéneo e isotrópico, que la recarga es permanente y el flujo es horizontal.

Cuando el flujo radial es importante, es muy probable que el nivel y la pendiente de la capa freática aguas abajo del dren interceptor no sea verdaderamente disminuída como el nivel de agua en el dren.

Además cuando cambian las características del acuífero, como el gradiente la conductividad hidráulica ó la profundidad, también serán diferentes el Nivel y la Pendiente de la Capa Freática.

Por estas razones se puede decir que el procedimiento anterior es una estimación del espaciamiento de drenes. Pero en general se puede decir que este no es muy efectivo cuando el estrato impermeable es muy profundo.

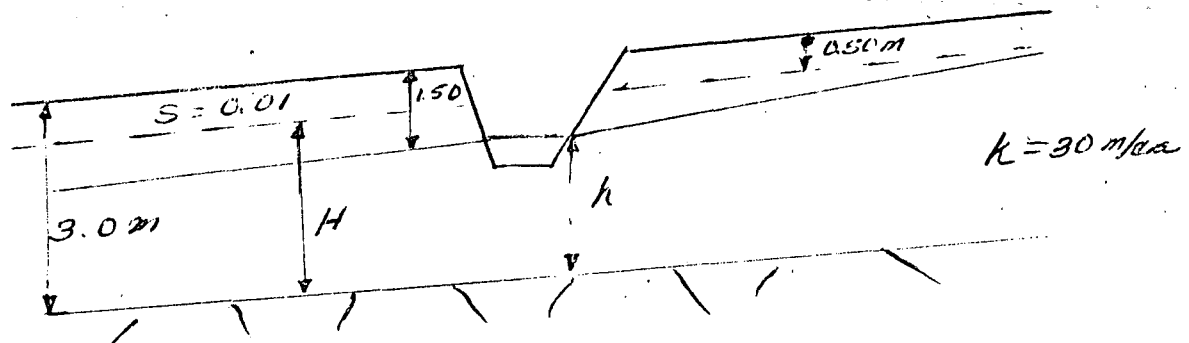
Para disminuir la influencia del flujo radial alrededor del dren se recomienda construir el dren ancho y profundo.

Para el cálculo de la capacidad del dren se debe conocer el gasto que capta el acuífero

$$q_i = q \frac{H - h}{H}$$

q_i = Gasto interceptado por unidad de ancho del acuífero m³/día/m.

Ejemplo:



- ¿ A que profundidad debe ser mantenido el nivel del agua en los drenes y cual será el gasto de descarga de los drenes, cuando el nivel freático se encuentra a 1.50 m. de profundidad?

$$H = 3.00 - 0.50 = 2.50 \text{ m.}$$

$$h = 3.00 - 1.50 = 1.50 \text{ m.}$$

$$q = K H S = 30 \times 2.50 \times 0.01 = 0.75 \text{ m}^3/\text{día.}$$

$$q_i = q \cdot \frac{H - h}{H} = 0.75 \cdot \frac{2.50 - 1.50}{2.50} = 0.30 \text{ m}^3/\text{día.}$$

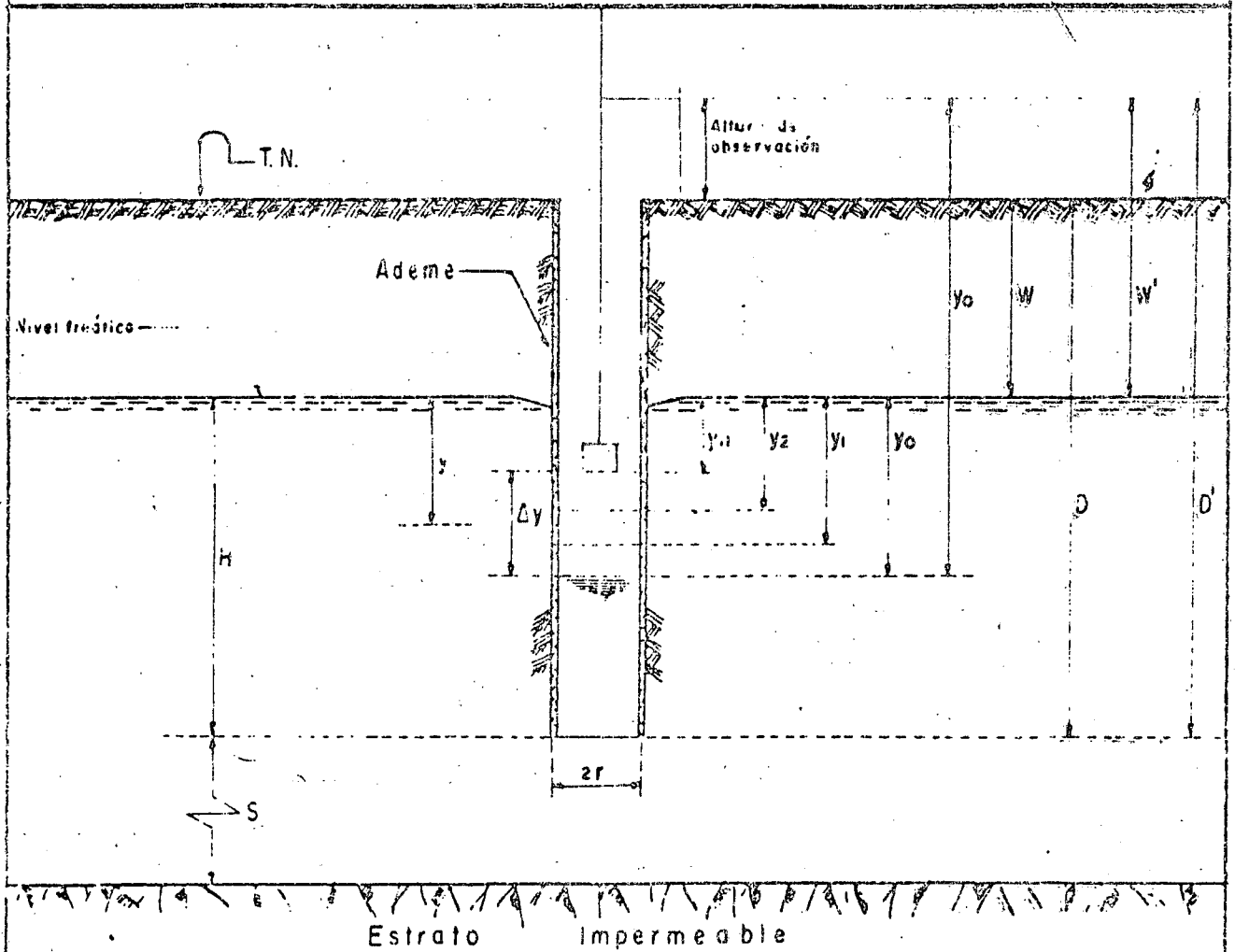
Si suponemos que el área de recarga tiene un largo de 1500 m. la descarga total del dren interceptor será :

$$Q = q_i \times L = 0.30 \times 1500 = 450 \text{ m}^3/\text{día.}$$

DIRECCION GENERAL DE DISTRITOS DE RIEGO
 DIRECCION DE OPERACION
 DEPTO. DE IDRYD

DETERMINACION DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA "K"
 "METODO DEL POZO"

(Diserens, Rooghout, Kirkham, Erns, W.F.J. Van-Beers)



Estrato impermeable

$$K = C \frac{\Delta y}{\Delta t}$$

$$K = \frac{4000 r^2}{(H + 20r) \left(2 - \frac{y}{H}\right) y} \frac{\Delta y}{\Delta t} ; \quad K = \frac{3600 r^2}{(H + 10r) \left(2 - \frac{y}{H}\right) y} \frac{\Delta y}{\Delta t}$$

Cuando $S > H$

Cuando $S \leq H$

Requisitos:

$$r > 3 < 7 \text{ cm}$$

$$S > H$$

$$y = \text{cm} = y_0 - \frac{1}{2} \Delta y$$

$$H > 20 < 200$$

$$\Delta y \leq \frac{1}{4} y_0$$

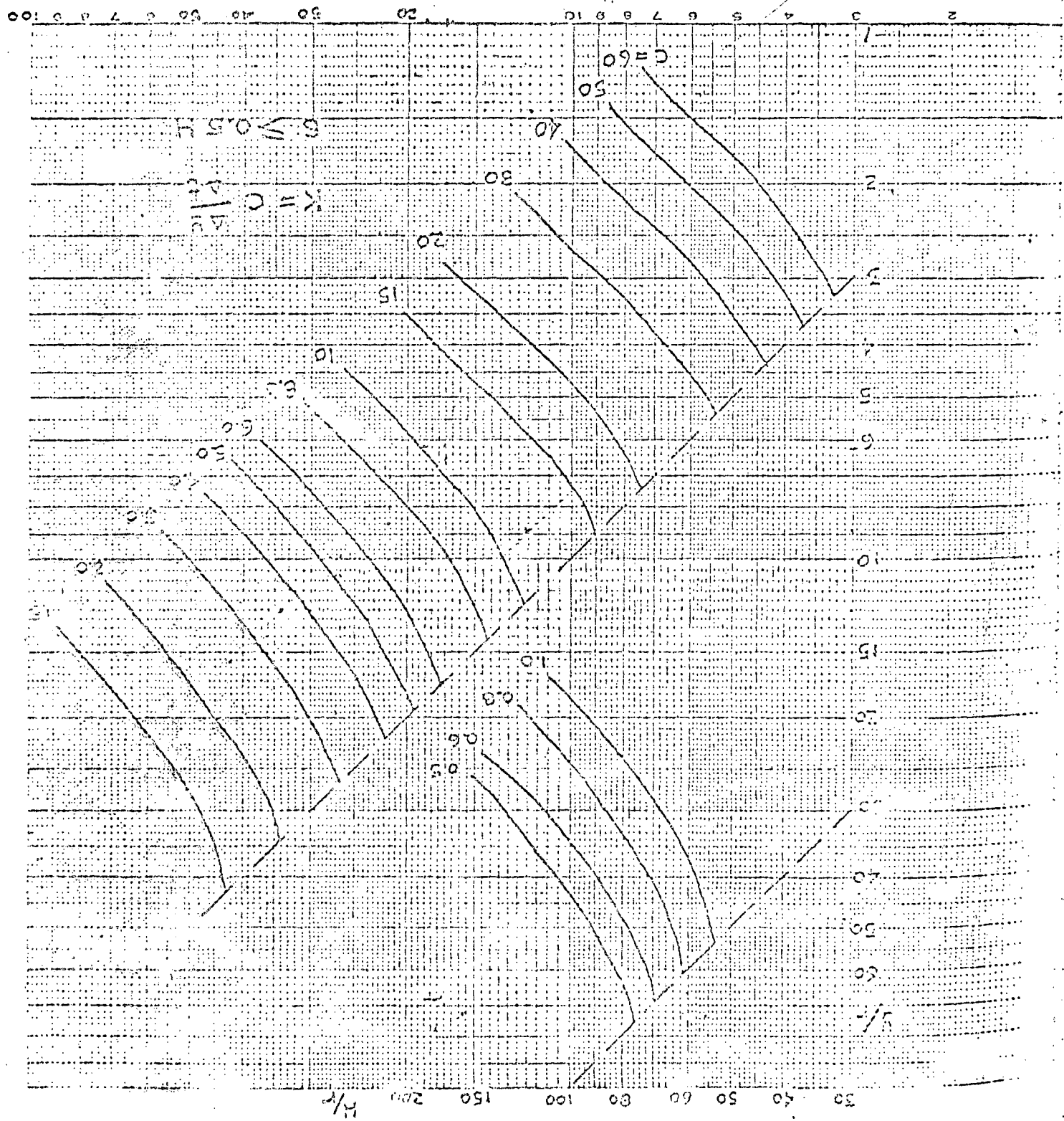
$$K = \text{m} / \text{día}$$

$$\Delta t = \text{segundos}$$

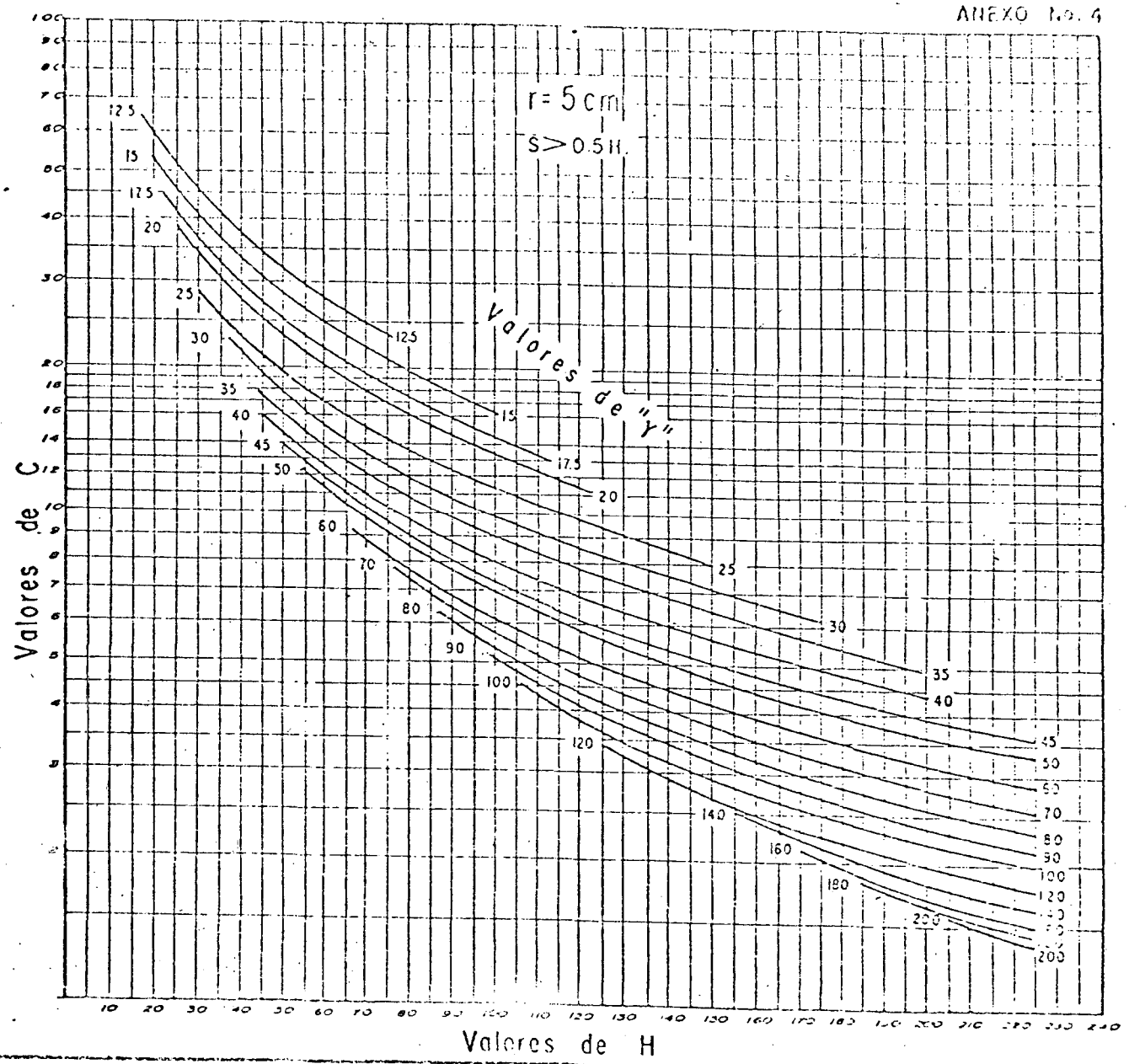
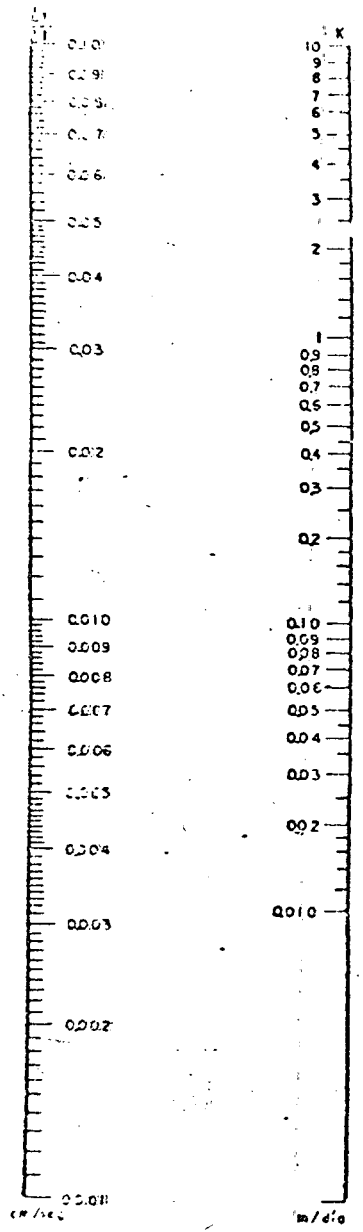
$$y > 0.2 H$$

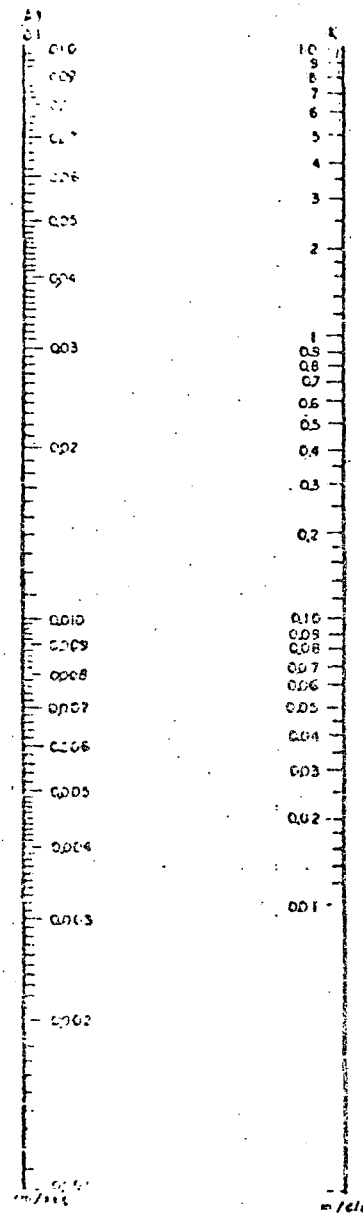
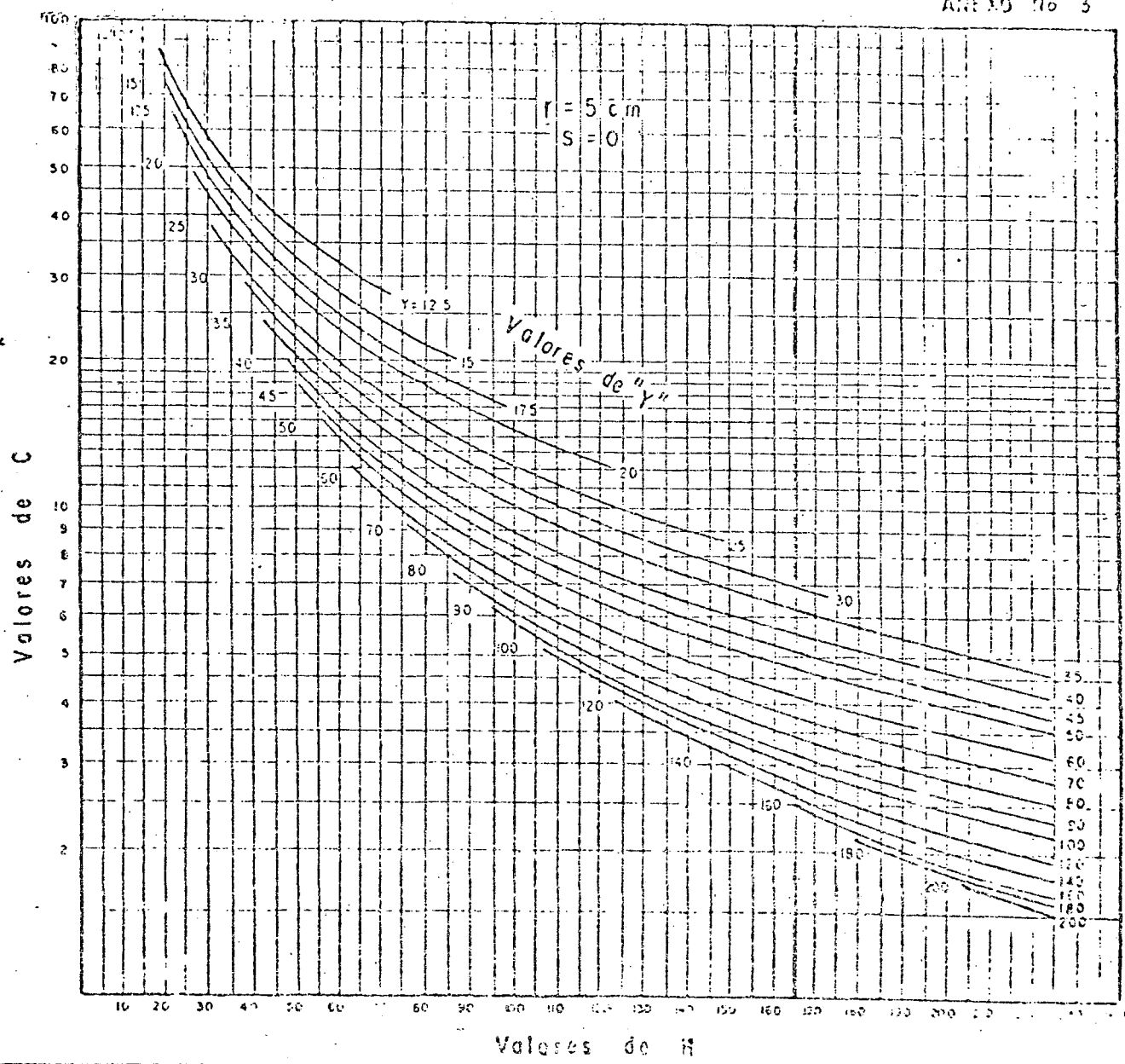
$$H = \text{cm}$$

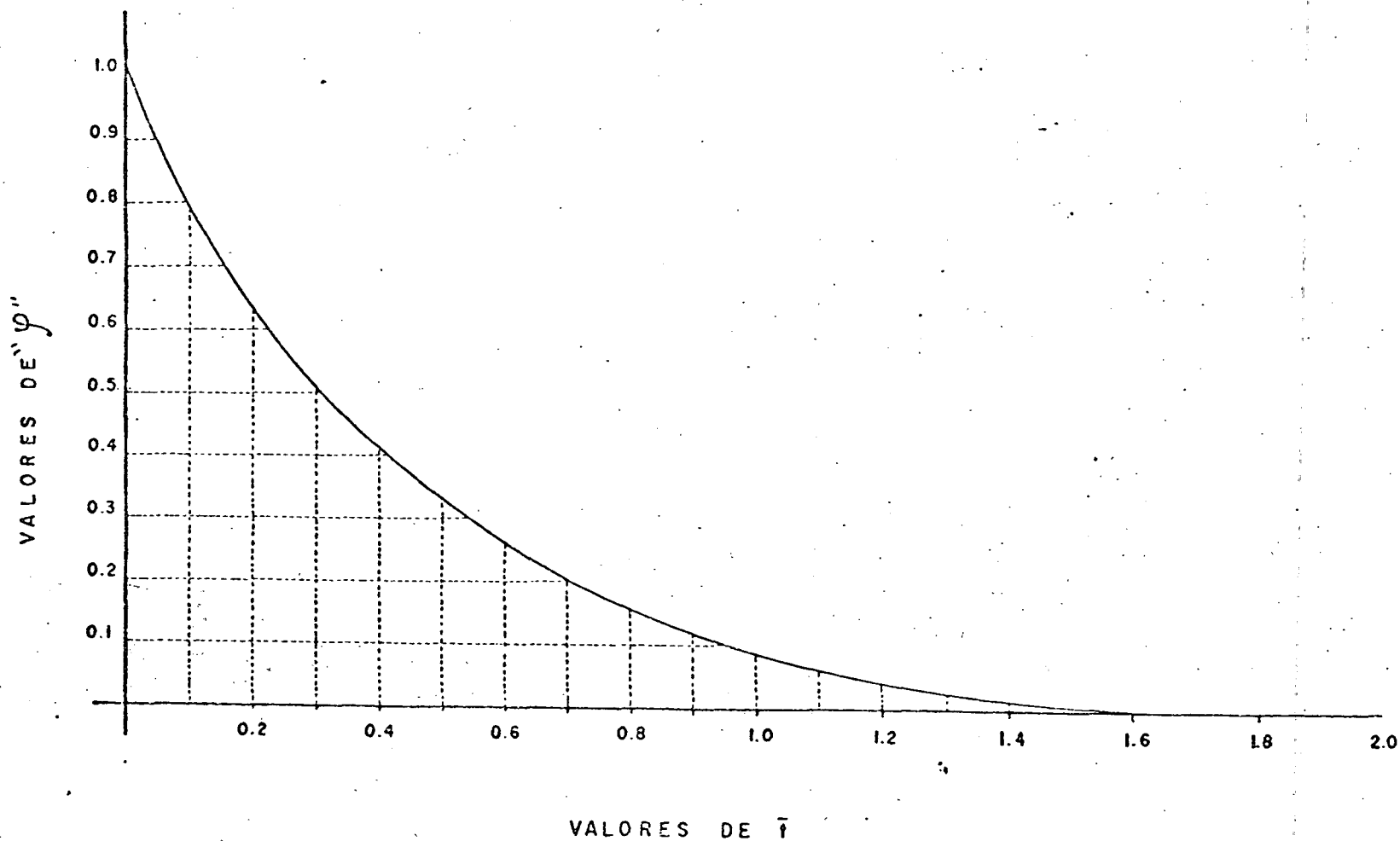
(1) Nomograma para determinar C en el método del pozo (de acuerdo con Ernst)



h/r







GRAFICA PARA DETERMINAR " T "

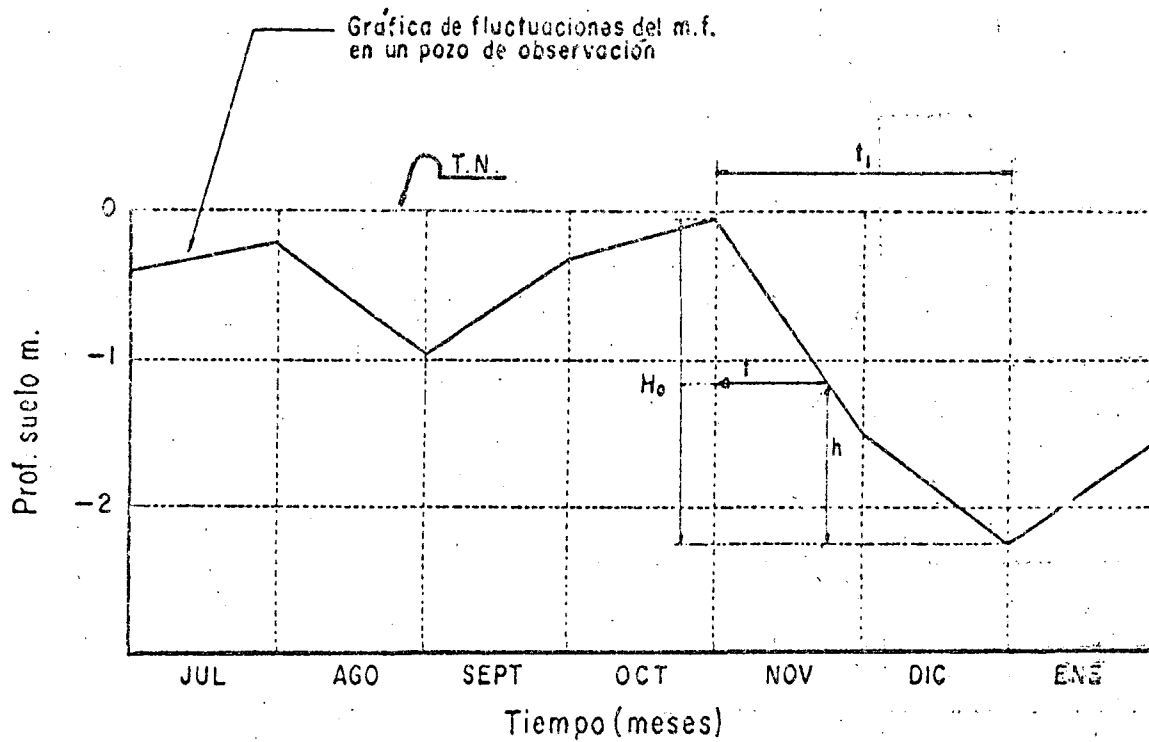
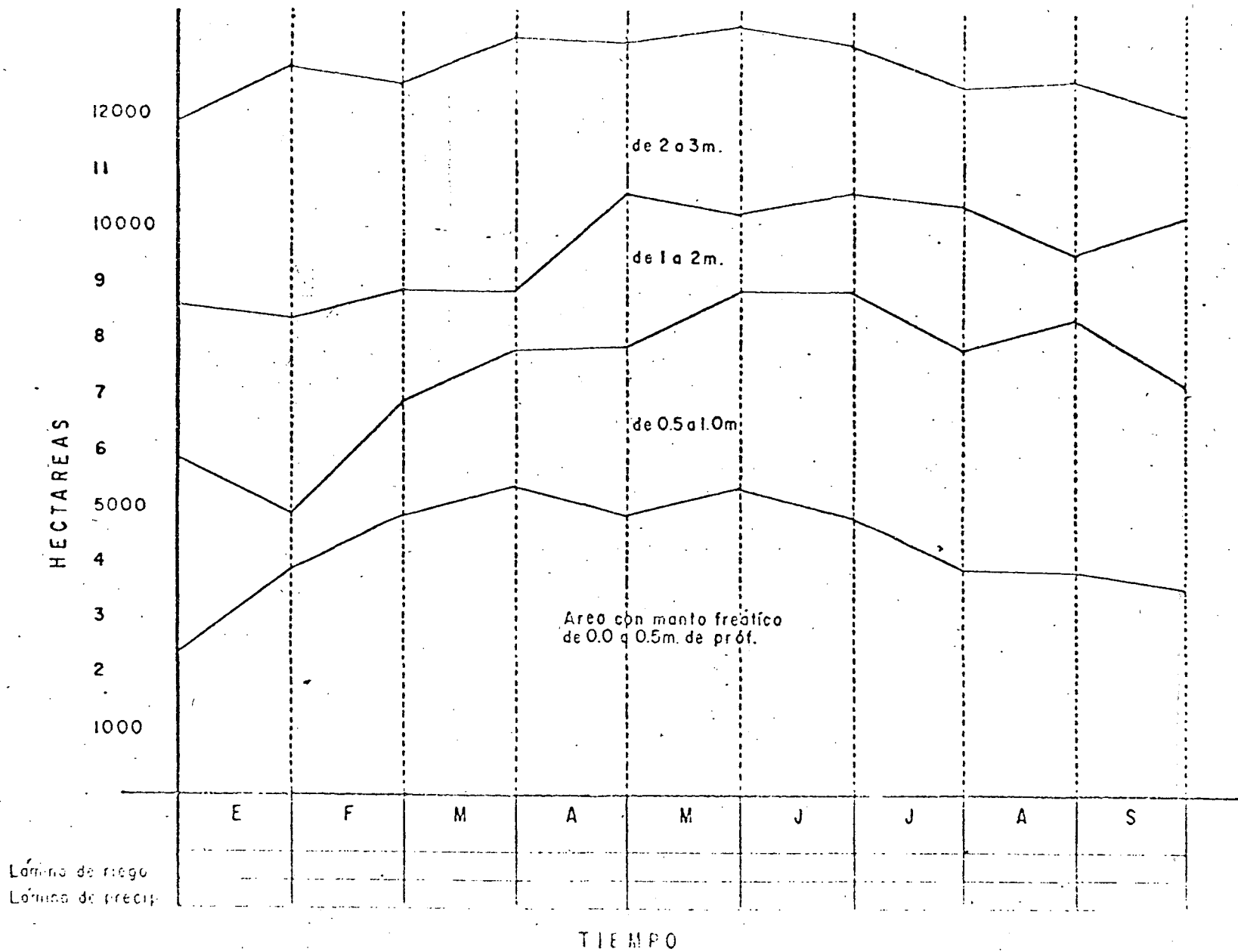


FIG. N° 1. GRAFICA DE ELEVACIONES DEL MANTO FREATICO



GRAFICAS AREAS -- TIEMPO

VALORES DE d SEGUN HOOGHOUTT PARA $\beta = 20$ cm.

D \ L	METROS			
	80	85	90	95
2.00	1.81	1.82	1.83	1.84
3.00	2.52	2.54	2.56	2.58
4.00	3.08	3.12	3.16	3.20
5.00	3.55	3.61	3.67	3.73
6.00	3.93	4.00	4.08	4.15
7.00	4.23	4.33	4.42	4.52
8.00	4.49	4.61	4.72	4.84

APPENDIX B

J-VALUES HOOGHOUT (1940)

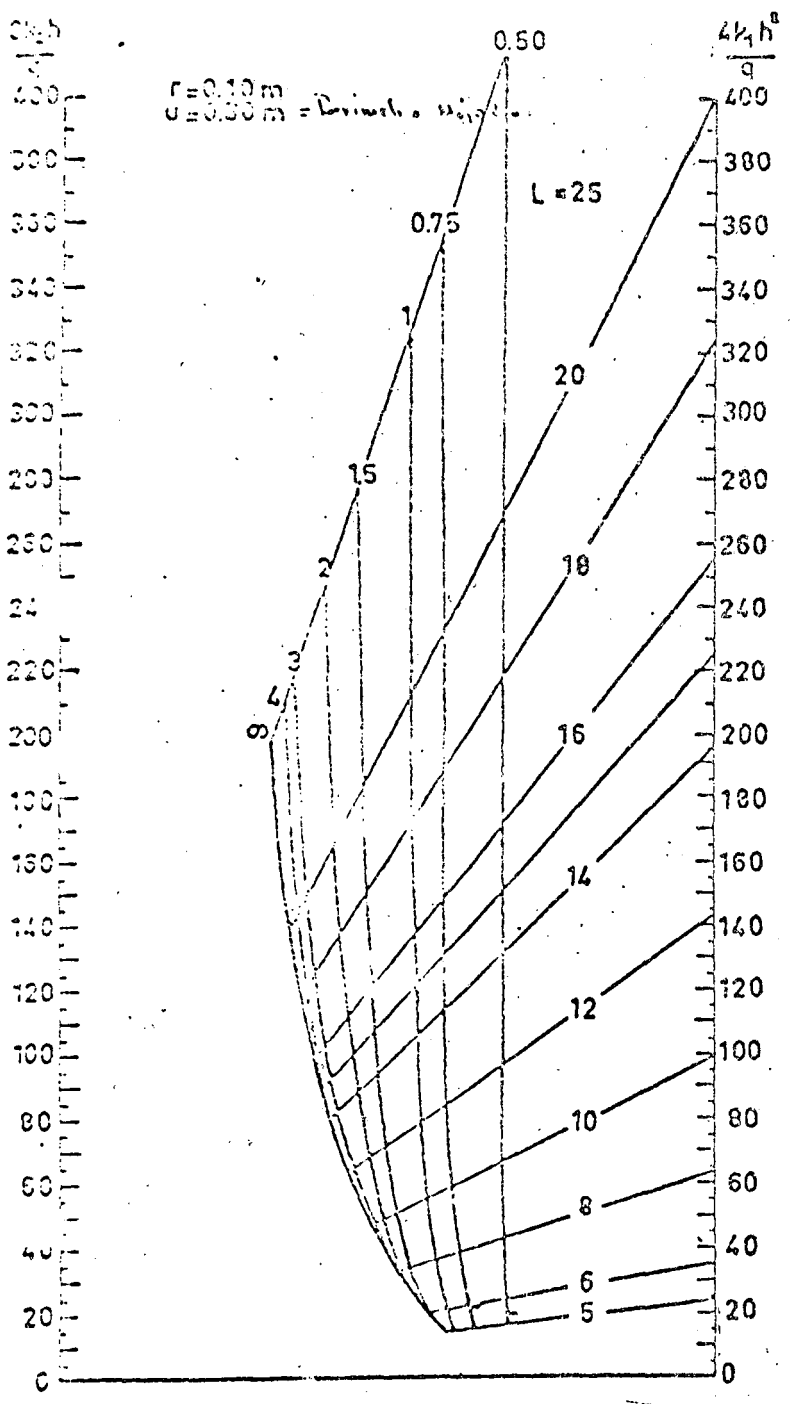
$r = 0.10 m$

$\theta = 90^\circ$

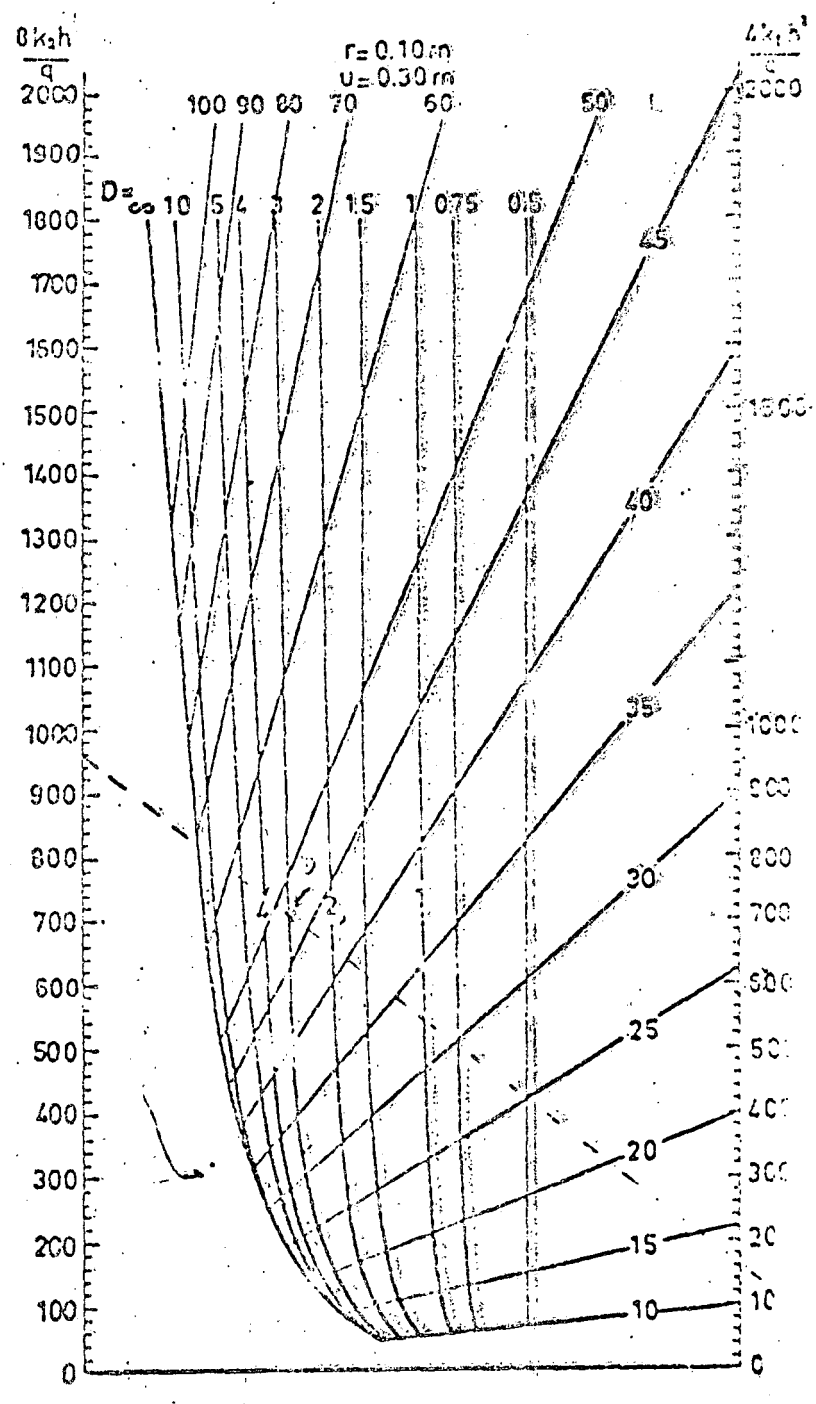
L → 5 m 7.5 10 15 20 25 30 35 40 45 50											L → 50 75 100 150 200 250							
D											D							
0.5 m	0.47	0.48	0.49	0.49	0.49	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.5 m	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50		
0.75	0.60	0.65	0.69	0.71	0.73	0.74	0.75	0.75	0.75	0.76	0.76	1	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99
1.00	0.67	0.75	0.80	0.86	0.89	0.91	0.93	0.94	0.96	0.96	0.96	2	1.72	1.80	1.85	1.90	1.92	1.94
1.25	0.70	0.82	0.89	1.00	1.05	1.09	1.12	1.13	1.14	1.14	1.15	3	2.29	2.49	2.60	2.72	2.79	2.83
1.50	0.88	0.97	1.11	1.19	1.25	1.28	1.31	1.34	1.35	1.36	1.36	4	2.71	3.04	3.24	3.46	3.58	3.66
1.75	0.91	1.02	1.20	1.30	1.39	1.45	1.49	1.52	1.55	1.57	1.57	5	3.02	3.49	3.78	4.12	4.31	4.43
2.00	1.08	1.28	1.41	1.5	1.57	1.62	1.66	1.70	1.72	1.72	1.72	6	3.23	3.85	4.23	4.70	4.97	5.15
2.25	1.13	1.34	1.50	1.69	1.69	1.76	1.81	1.84	1.86	1.86	1.86	7	3.43	4.14	4.62	5.22	5.57	5.81
2.50	1.38	1.57	1.69	1.79	1.87	1.94	1.99	2.02	2.02	2.02	2.02	8	3.56	4.38	4.95	5.68	6.13	6.43
2.75	1.42	1.63	1.76	1.88	1.98	2.05	2.12	2.18	2.18	2.18	2.18	9	3.66	4.57	5.25	6.09	6.63	7.00
3.00	1.45	1.67	1.83	1.97	2.08	2.16	2.23	2.29	2.29	2.29	2.29	10	3.74	4.74	5.47	6.45	7.09	7.53
3.25	1.48	1.71	1.88	2.04	2.16	2.26	2.35	2.42	2.42	2.42	2.42	12.5	5.02	5.92	7.20	8.06	8.68	
3.50	1.50	1.75	1.93	2.11	2.24	2.35	2.45	2.54	2.54	2.54	2.54	15	5.20	6.25	7.77	8.84	9.64	
3.75	1.52	1.78	1.97	2.17	2.31	2.44	2.54	2.64	2.64	2.64	2.64	17.5	5.30	6.44	8.20	9.47	10.4	
4.00	1.81	2.02	2.22	2.37	2.51	2.62	2.71	2.71	2.71	2.71	2.71	20	6.60	8.54	9.97	11.1		
4.50	1.85	2.08	2.31	2.50	2.63	2.76	2.87	2.87	2.87	2.87	2.87	25	6.79	8.99	10.7	12.1		
5.00	1.88	2.15	2.38	2.58	2.75	2.89	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	30	9.27	11.3	12.9			
5.50	2.20	2.43	2.65	2.84	3.00	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	35	9.44	11.6	13.4			
6.00	2.48	2.70	2.92	3.09	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26	40	11.5	13.8				
7.00	2.54	2.81	3.03	3.24	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	45	12.0	15.3				
8.00	2.57	2.85	3.13	3.35	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56	50	12.1	14.3				
9.00	2.89	3.18	3.43	3.66	3.66	3.66	3.66	3.66	3.66	3.66	3.66	60	14.6					
10.00	3.23	3.48	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	∞	3.88	5.38	6.82	9.55	12.2	14.7
∞	0.71	0.93	1.14	1.53	1.89	2.24	2.58	2.91	3.24	3.56	3.88							

Graph 1 TILE DRAINS (formula homogeneous)

Graph 1a: L = 5 — 25 m.



Graph 1b: L = 10 — 100 m.



$\frac{\delta h}{q}$ (first number) and $\frac{4h^3}{q}$ (second number) for various h - and q -values

q in mm per day

h (meters)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.1	800- 40	400- 20	265- 15	200- 10	160- 8	135- 10	115- 5	100- 5	90- 5	80-
0.2	1600- 160	800- 80	530- 55	400- 40	320- 32	265- 30	230- 25	200- 20	180- 20	160-
0.3	2400- 360	1200- 180	800- 120	600- 90	480- 70	400- 60	345- 50	300- 45	270- 40	240-
0.4	3200- 640	1600- 320	1070- 215	800- 160	640- 130	530- 110	455- 90	400- 80	360- 70	320-
0.5	4000- 1000	2000- 500	1510- 335	1000- 250	800- 200	665- 165	570- 145	500- 125	445- 110	400-
0.6	4800- 1440	2400- 720	1860- 460	1200- 360	960- 220	800- 240	685- 205	600- 180	535- 160	480-
0.7	5600- 1960	2800- 980	2160- 650	1400- 450	1120- 300	930- 325	800- 280	700- 245	620- 215	560-
0.8	6400- 2560	3200- 1280	2460- 850	1600- 640	1280- 380	1070- 425	915- 365	800- 320	710- 265	640-
0.9	7200- 3240	3600- 1620	2760- 1080	1800- 810	1440- 500	1200- 540	1030- 460	900- 385	800- 370	720-
1.0	8000- 4000	4000- 2000	3060- 1320	2000- 1000	1600- 600	1330- 665	1140- 570	1000- 500	880- 445	800-
1.1	8800- 4840	4400- 2420	3360- 1600	2200- 1210	1760- 870	1460- 805	1260- 690	1100- 635	980- 515	880-
1.2	9600- 5760	4800- 2880	3660- 1920	2400- 1440	1920- 1150	1600- 960	1370- 820	1200- 720	1080- 640	960-

Example $h = 0.5$ m, $q = 7$ mm per day: $\frac{\delta h}{q} = 570$; $\frac{4h^3}{q} = 145$

1510 - 335
1120 - 380

0.04 mm
2.0 mm

Bulletin no. 8. SOME NOMOGRAPHS FOR THE CALCULATION OF DRAIN SPACING

International Institute for Land Reclamation and Improvement, Wageningen, The Netherlands

0.024 m
24 / 1000

870.5 * 4
0.024

0.024 m

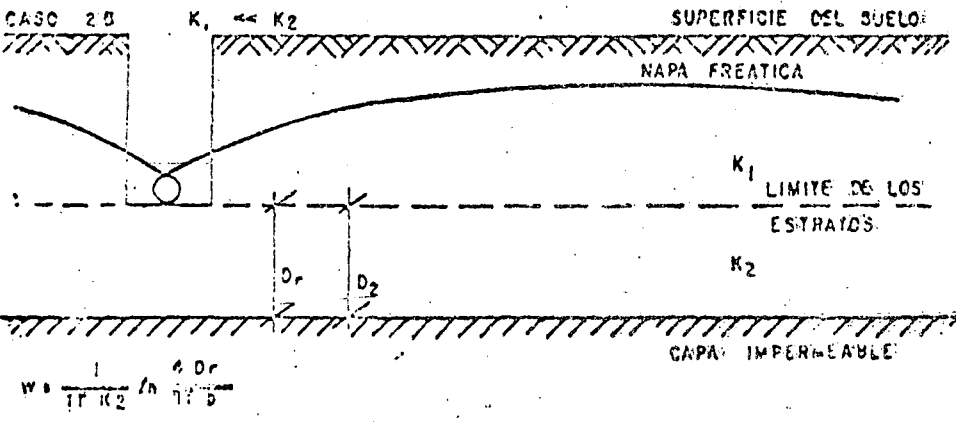
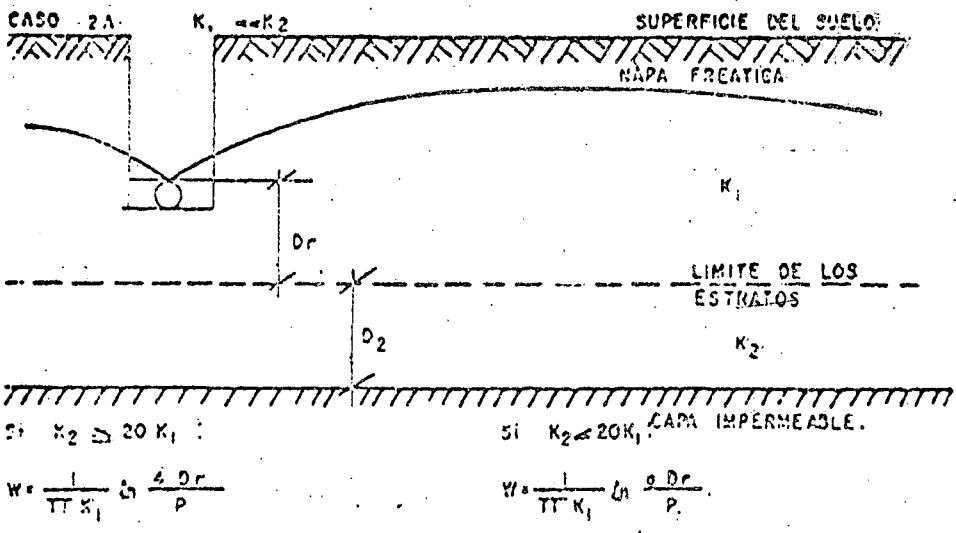
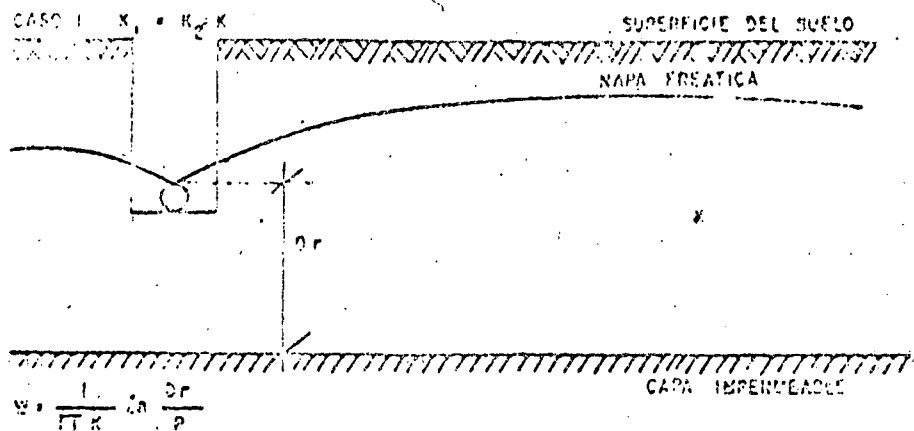


FIGURA 10. PARAMETROS DE LA RESISTENCIA RADIAL EN LOS DIFERENTES CASOS (Según ERNST)

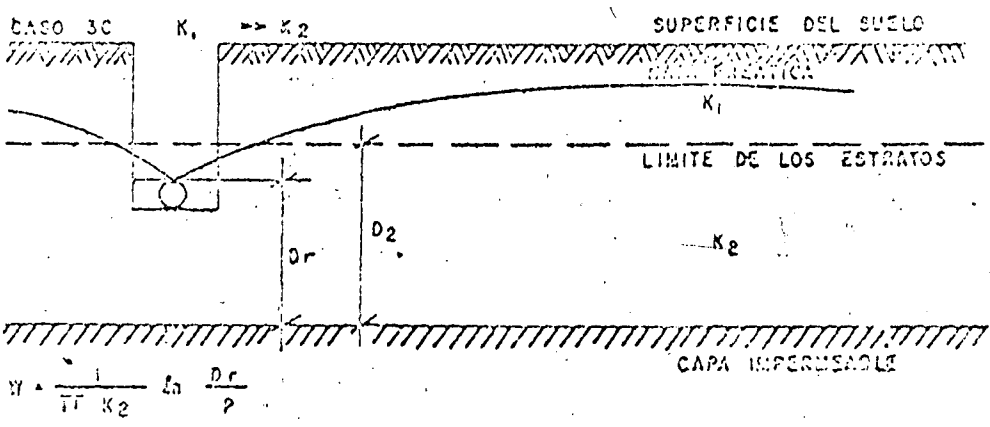
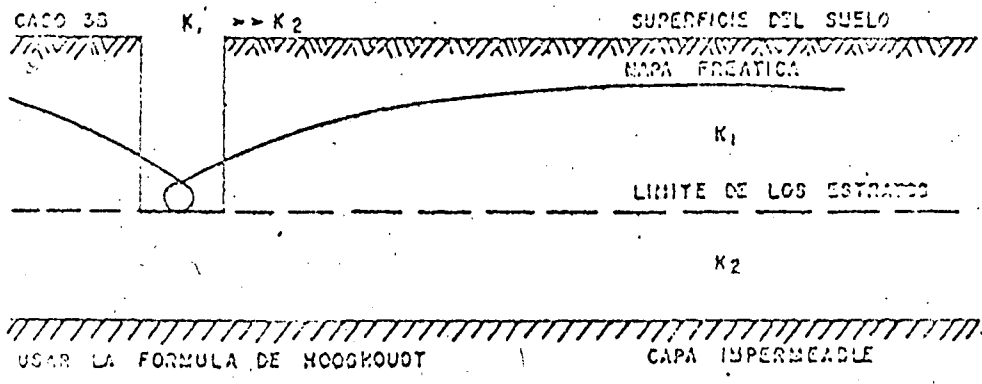
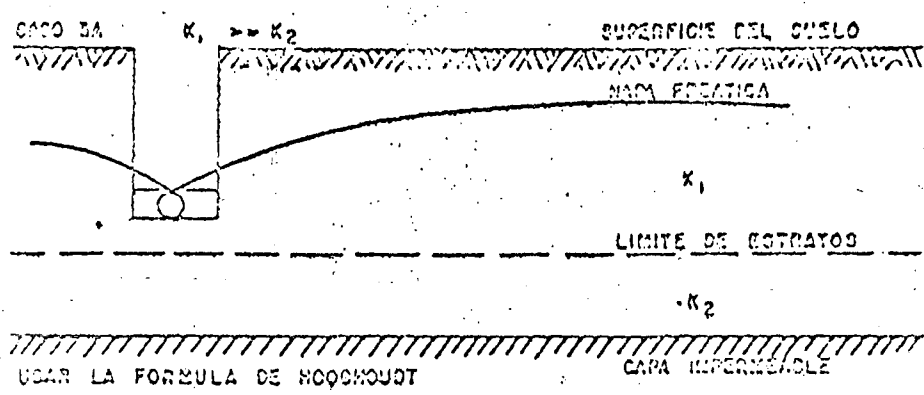
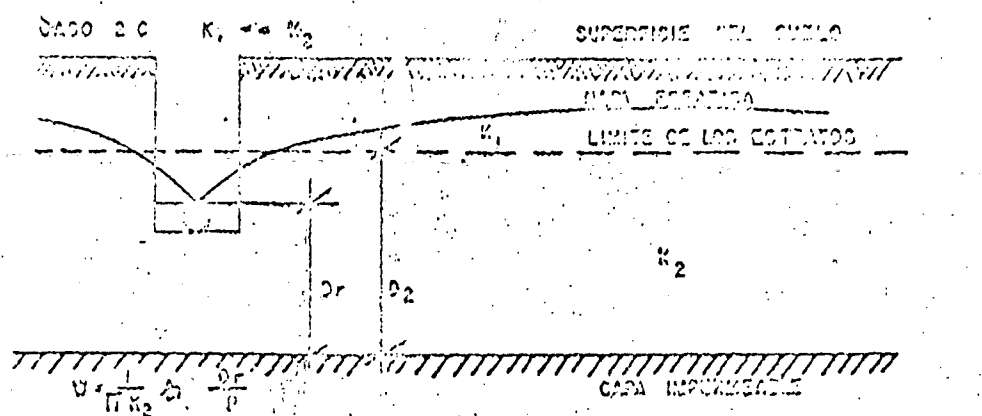
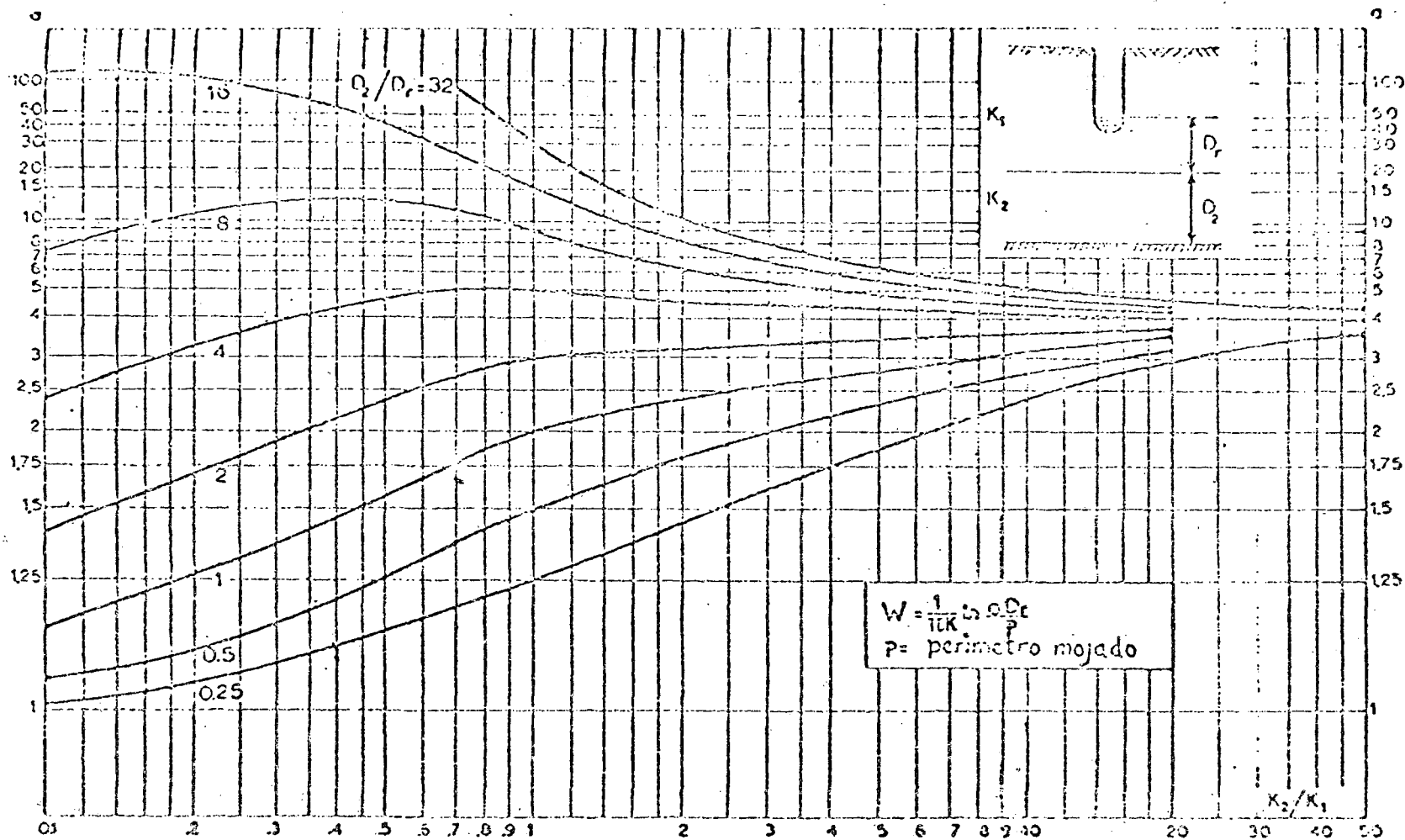


FIGURA 10

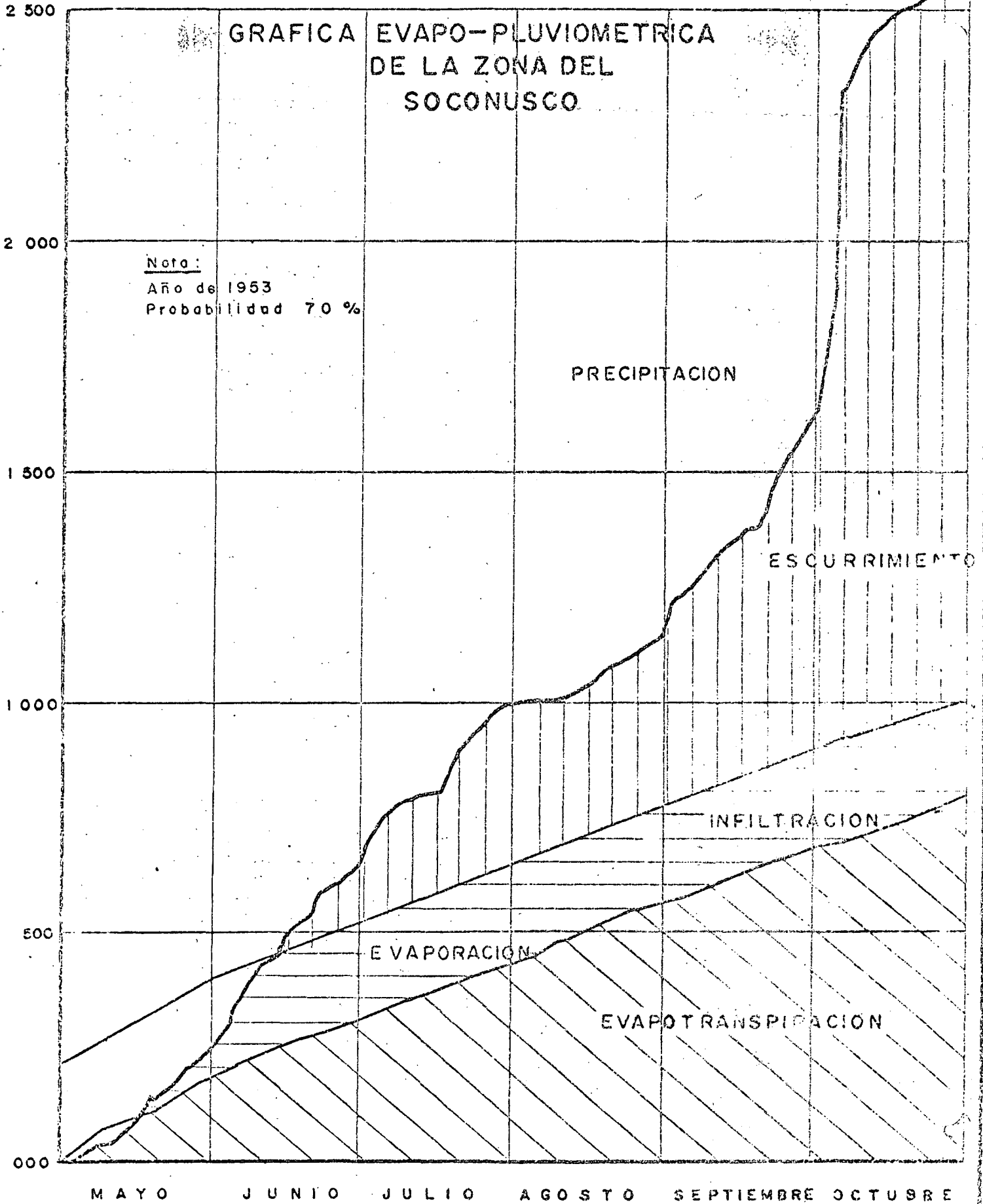


International Journal of Civil, Mechanical and Environmental Engineering, Vol. 10, No. 1, 2018

Figura 9. RESISTENCIA RADIAL (W) -- Suelo debajo de los drenes consistente de dos estratos diferentes.

GRAFICA EVAPO-PLUVIOMETRICA DE LA ZONA DEL SOCONUSCO

Nota:
Año de 1953
Probabilidad 70 %



Una relación de algunas de las plantas más importantes y tolerantes a sales en Holanda, ha sido preparada por Van den Berg (1950). Basándose en experimentos de campo, en zonas que estuvieron inundadas por el agua del mar en 1944-45, los valores de salinidad ("índice de sales", expresado como gramos de NaCl por litro de agua en el suelo) asociados con 75 por ciento de los rendimientos normales, fueron determinados para 14 cultivos. No obstante las diferencias obvias de clima y prácticas culturales, los resultados obtenidos por Van den Berg para tolerancia relativa a las sales, están de acuerdo con los que se presentan en el Cuadro 8.

Tolerancia relativa de los cultivos al boro

Las especies vegetales difieren notablemente en su tolerancia hacia las concentraciones excesivas de boro. En aquellas regiones donde el boro tiende a acumu-

CUADRO 8.—Tolerancia relativa de los cultivos a las sales.¹

FRUTALES		
Muy tolerantes	Medianamente tolerantes	Poco tolerantes
Palma datilera	Granada Higuera Olivó Vid Melón	Peral Manzano Naranja Toronja Ciruelos Almendro Chabacano Durazno Fresa Limonero Aguacate
HORTALIZAS		
Muy tolerantes	Medianamente tolerantes	Poco tolerantes
$CE_e \times 10^3 = 12$ Betabel Bretón o col rosada Espárragos Espinacas	$CE_e \times 10^3 = 10$ Jitomate Brócoli Col Chile dulce Coliflor Lechuga Maiz dulce Papas Zanahoria Cebolla Chicharos Calabaza Pepinos	$CE_e \times 10^3 = 4$ Rábano Apio Ejotes
$CE_e \times 10^3 = 10$	$CE_e \times 10^3 = 4$	$CE_e \times 10^3 = 3$

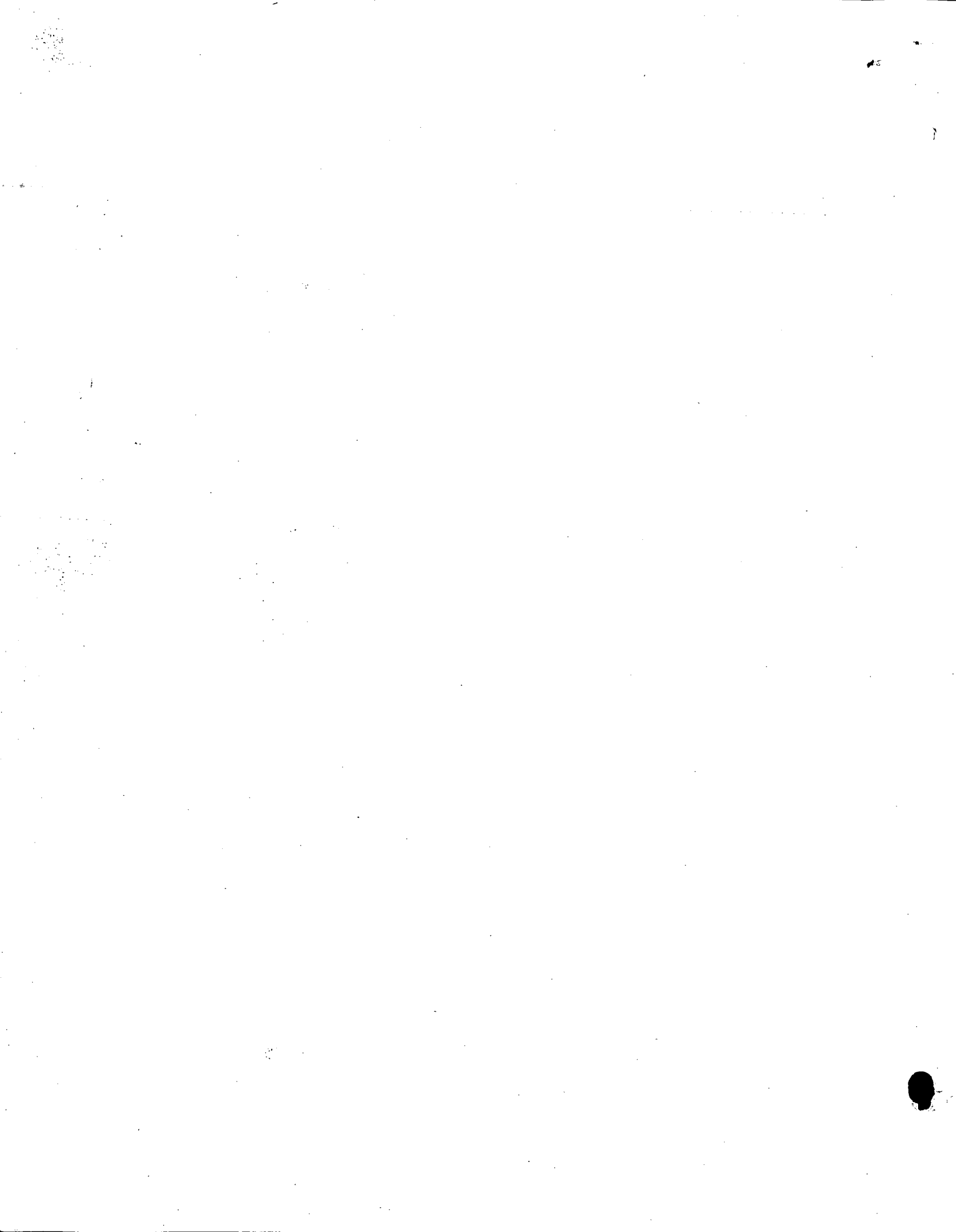
PLANTAS FORRAJERAS

Muy tolerantes	Medianamente tolerantes	Poco tolerantes
$CE_e \times 10^3 = 18$ Zacatón alcalino Zacate salado Zacate alcalino de coquito Zacate Bermuda Zacate Rhodes Centeno silvestre del Canadá Gramma de trigo occidental Cebada (para heno) Trifolium (pata de pájaro)	$CE_e \times 10^3 = 12$ Trébol blanco Trébol amarillo Zacate inglés perenne Bromo de montaña Trébol fresa Zacate Dallis Zacate Sudán Trébol Hubam Alfalfa (California común) Festuca alta Centeno (para heno) Trigo (para heno) Avena (para heno) Zacate "Orchard" Gramma azul Festuca Reed canary Trébol grande Bromo suave Veza lechosa Cicer Trébol agrio Veza lechosa (hoz)	$CE_e \times 10^3 = 4$ Trébol blanco holandés Alopécuro Trébol Alsike Trébol rojo Trébol ladino Pimpinela
$CE_e \times 10^3 = 12$	$CE_e \times 10^3 = 4$	$CE_e \times 10^3 = 2$

CULTIVOS COMUNES

$CE_e \times 10^3 = 16$ Cebada (grano) Remolacha azucarera Colza Algodón	$CE_e \times 10^3 = 10$ Centeno (grano) Trigo (grano) Avena (grano) Arroz Sorgo (grano) Maiz Linaza Girasol Higuerilla	$CE_e \times 10^3 = 4$ Alubias
$CE_e \times 10^3 = 10$	$CE_e \times 10^3 = 6$	

¹ El número que sigue a la $CE_e \times 10^3$ es el valor de la conductividad eléctrica del extracto de saturación en milimhos por centímetro a 25°C asociado a una disminución en los rendimientos de 50 por ciento.



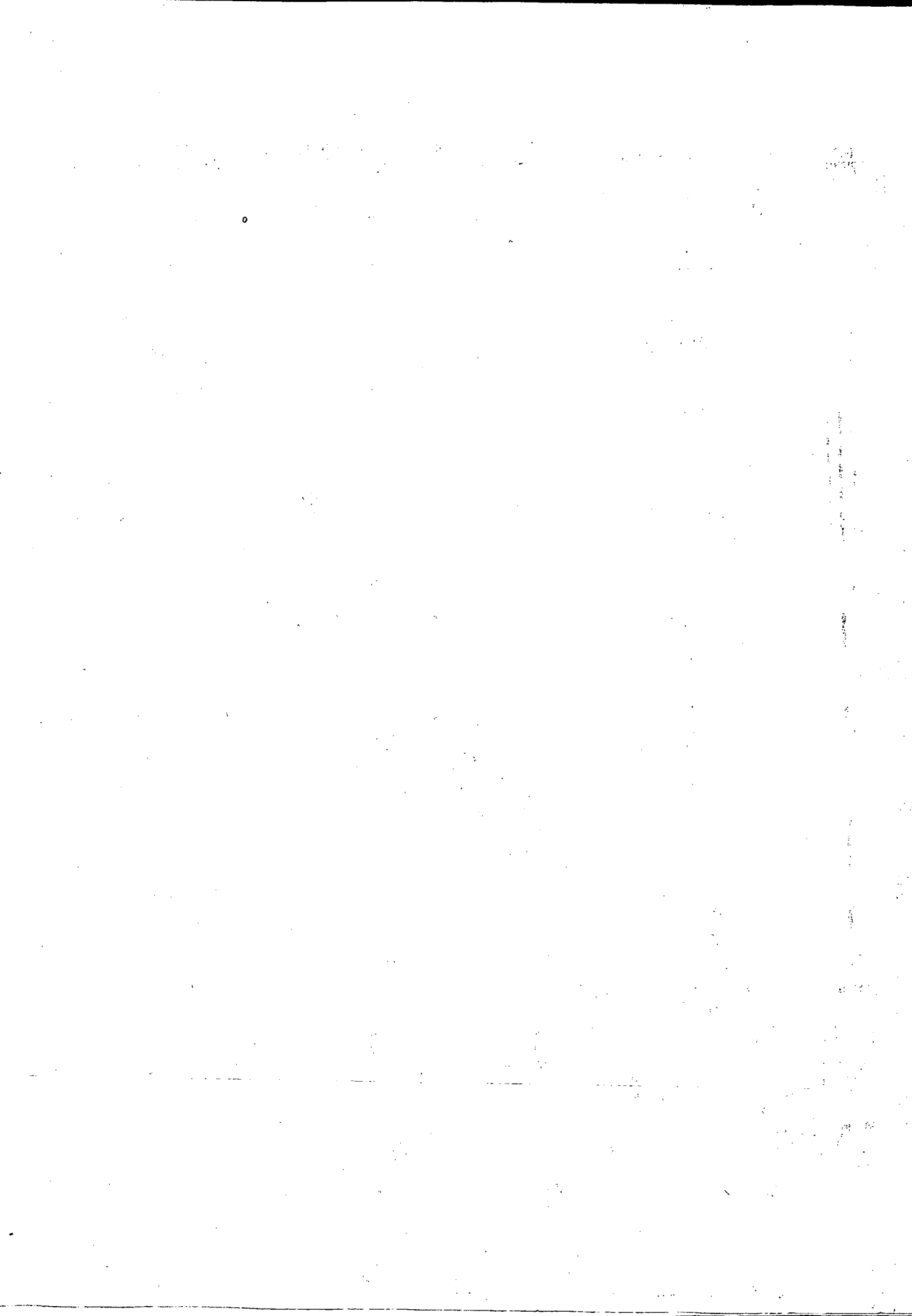
CUADRO 9.—Tolerancia de las plantas al boro.

(Las especies de arriba están consideradas como más tolerantes y las de abajo, como más sensibles)

Tolerantes	Semitolerantes	Sensibles
Athel (<i>Tamarix aphylla</i>)	Girasol (nativo)	Nuez encarcelada
Espárragos	Papa	Nogal negro
Palma (<i>Phoenix canariensis</i>)	Algodón Acala	Nogal persa (inglés)
Palma datilera (<i>P. dactylifera</i>)	Algodón Pima	Chufa o cotufa
Remolacha azucarera	Jitomate	Olmo americano
Alfalfa	Chicharo dulce	Ciruelo
Gladiola	Rábano	Pérol
Haba	Chicharos	Manzano
Cebolla	Rosa Ragged	Uva (Málaga y Sultanina)
Nabo	Robin	Higo Kadota
Col	Olivo	Nispero
Lechuga	Cebada	Cereza
Zanahoria	Trigo	Chabacano
	Maiz	Durazno
	Sorgo	Zarzamora sin espinas
	Avena	Naranja
	Zinia	Aguacate
	Calabacita	Toronja
	Pimiento "Bell"	Limonero
	Camote	
	Frijol Lima	

larse en exceso en el suelo o en el agua de riego, los cultivos tolerantes pueden crecer satisfactoriamente, pero no así los cultivos sensibles. Eaton (1935) determinó la tolerancia relativa de cierto número de cultivos hacia el boro. Con leves modificaciones, producto de las observaciones en el campo, se exponen en el Cuadro 9 los resultados obtenidos por Eaton. Naturalmente, esta relación está sujeta a las mismas limitaciones que se mencionaron al tratar sobre los cultivos tolerantes a sales.

La información disponible hasta la fecha, no permite establecer límites permisibles de boro en la solución del suelo. Las aguas de riego se clasifican según su contenido de boro en el Capítulo 5, Cuadro 14, con referencia a cultivos sensibles, semitolerantes y tolerantes. El efecto que tiene la concentración de boro en el agua de riego sobre el contenido de boro en la solución del suelo, estará condicionado por las características propias del suelo y por las prácticas de manejo que determinan el grado de acumulación del elemento en el suelo. Cuando se discutió lo referente a los extractos de saturación de los suelos, Capítulo 2, se indicó que 0.7 p.p.m. de boro en el extracto de saturación, representan el límite de seguridad aproximado para cultivos sensibles.



las raíces y a causa de la evaporación. Debido a que la cantidad de sal absorbida por las plantas es relativamente pequeña, la solución remanente en el suelo es más concentrada que el agua de riego aplicada. Al siguiente riego, esta solución más concentrada puede ser desplazada hacia abajo o ser diluida, y de este modo, la concentración de la solución que está en contacto con el suelo, variará con el tiempo y localización en el perfil. No es raro encontrar agua subterránea o agua de drenaje de concentración de

2 a 10 veces mayor que el agua para riego. Es de suponerse que para una profundidad limitada del suelo, como en los primeros 30 centímetros, la concentración de la solución del suelo no es, en promedio, más de 2 ó 3 veces la concentración del agua para riego.

Si en un suelo cualquiera se hace caso omiso de la precipitación y de la absorción de sales solubles por las raíces, fácilmente se comprende que el agua para riego, una vez que penetra al suelo, se vuelve

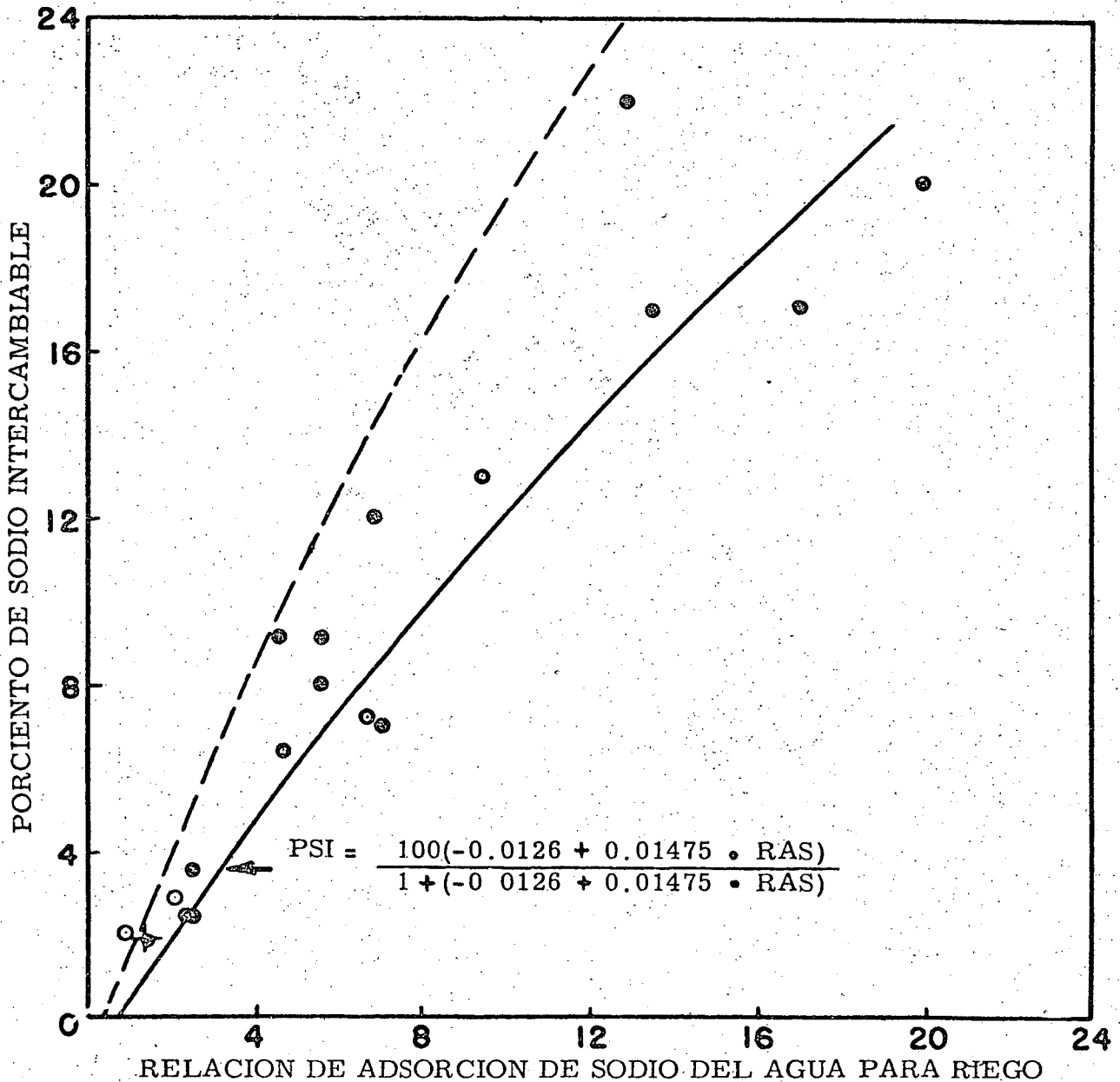
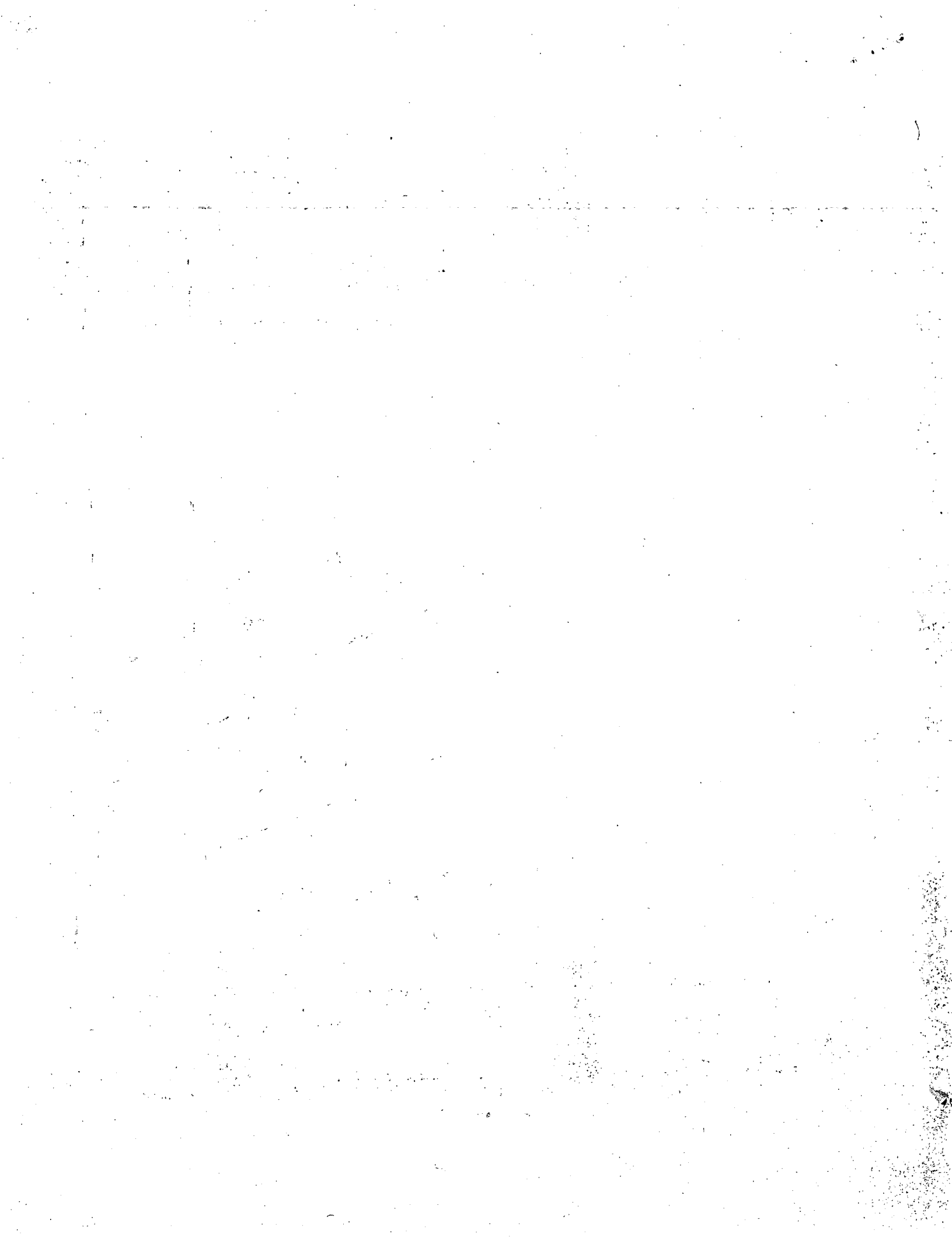


FIGURA 23.—Diversos valores del por ciento de sodio intercambiable (*PSI*) de muestras de suelo superficial y su relación con los valores de la relación de adsorción de sodio de las aguas para riego: ○, lisímetros pequeños después de 42 ciclos de riego; +, lisímetros grandes después de un lavado prolongado; ●, observaciones de campo.



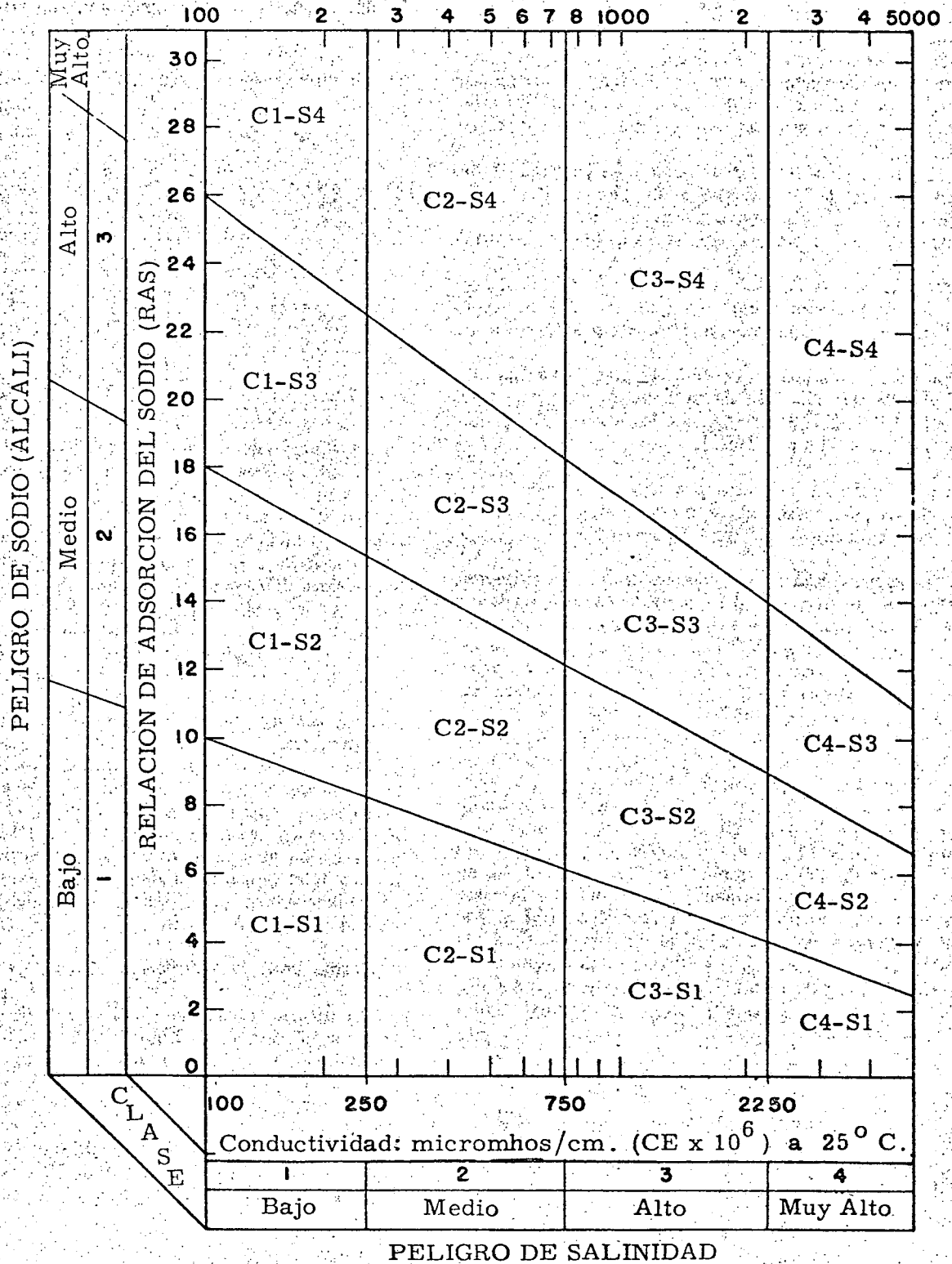


FIGURA 25.—Diagrama para la clasificación de las aguas para riego.



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO "SISTEMAS DE RIEGO Y DRENAJE" PATROCINADO POR LA COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO, DEL 11 AL 22 DE SEPTIEMBRE DE 1978.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|--|---|
| 1. JORGE OSWALDO ARCE MARIN
Rio Churubusco # 367-A
Unidad Modelo
México 13, D.F.
582-91-31 | COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO
Tépic # 40
Col. Roma
México 7, D.F.
584-72-01 |
| 2. LUIS LEON ESPINOZA NUÑEZ
Coquimbo # 408
Valle Dorado
Edo. de México | C. P. N. H.
Jefe de Proyecto
Tépic # 40
México 9, D.F.
574-17-50 |
| 3. FERNANDO FRAGOZA DIAZ
Netzahualcoyotl 216 Depto. 6
Texcoco | C. P. N. H.
Tépic 40
México 7, D.F.
574-48-88 |
| 4. BERNARDO GABILONDO SAGASTA
Mier y Pesado # 137-32
México 12, D.F.
523-24-83 | S. A. R. H.
Reforma # 35 Piso 10°
México 1, D.F.
535-82-24 |
| 5. ENRIQUE HERNANDEZ CORTES
Lidia 88 , Col. Guadalupe Tepeyac
México 14, D.F.
537-09-58 | S. A. R. H.
Reforma # 107
México 4, D.F.
566-96-17 |
| 6. JORGE ARTURO HIDALGO TOLEDO
José Joaquín Arriaga # 31
México 8, D.F.
5 90 10-52 | C. P. N. H.
Tépic # 40-1° Piso
México 7, D.F.
584-72-01 |
| 7. ENRIQUE HUERTA REYES
Hortensias 4 -157
Ojo de Agua, México.
8-12-87 | COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
Balderas # 55
México, D.F.
585-50-66 ext. 207 |
| 8. OSCAR LOPEZ G.
C. Alemán, Ver.
24 ó 25 | COMISION DEL PAPALOAPAN
Cd. Alemán, Ver.
24 ó 25 |
| 9. J. JESUS LUNA GALVAN
Monterrey # 320
México 7, D.F.
564-82-51 | C. P. N. H.
Tépic # 40
México 7, D.F.
575-49-43 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO "SISTEMAS DE RIEGO Y DRENAJE", PATROCINADO POR LA COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO, DEL 11 AL 22 DE SEPTIEMBRE DE 1978

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
10. ANTONIO D. MARTINEZ MARIÑO Mauritania # 16 Lomas estrella México 13, D.F. 670-49-91	S. A. R. H. Reforma # 107-2° Piso México, D.F. 566-95-69
11. JAIME MEZA GONZALEZ Añil 545-A Granjas México México 8, D.F.	S. A. R. H. Paseo de la Reforma # 35 México, D.F. 566-84-27
12. MARTIN MOLINA OCHOA Golfo de San Matias # 24-1 Tacuba México 17, D.F.	C. P. N. H. Tépic # 40 México, D.F. 574-17-50
13. FRANCISCO J. OSORIO PROAL Cerro Macuiltepec # 444 Campestre Churubusco México, D.F. 549-88-64	S. A. R. H. Reforma # 35-10° Piso México, D.F. 535-82-24
14. ING. JUAN PEDROZA MARTINEZ 392-76-65	IPESA CONSULTORES San Lorenzo # 153-6 México 12, D.F. 559-12-43 y 575-40-77
15. SERGIO PEREZ GUTIERREZ Av. Río Consulado # 2965-3 México 9, D.F.	S. A. R. H. Fco. I. Madero y Río de Guadalupe San Juan de Aragón México 14, D.F. 517-01-25 ext. 10
16. JUSTO MIGUEL RAMIREZ CABRERA Tripoli # 340-306 México 13, D.F. 672-00-78	C. P. N. H. Tépic # 40 1° Piso México 7, D.F. 584-72-01
17. LUIS RAMIREZ JIMENEZ Norte 94 # 6552-3 México 14, D.F.	IPESA CONSULTORES San Lorenzo # 153-6 México 12, D.F. 559-12-43 y 575-40-75
18. ADOLFO GENARO RAMIREZ VALLE Av. El Caporal, Edif. 106-E-209 Villa Coapa México 22, D.F. 594-58-86	C. P. N. H. Tépic # 40-1° Piso México 7, D.F. 574-17-50

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO "SISTEMAS DE RIEGO Y DRENAJE", PATROCINADO POR LA COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO, DEL 11 AL 22 DE SEPTIEMBRE DE 1978

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|--|--|
| 19. ING. HONORIO RIVERA MOCTEZUMA
Zapata # 53
México 13, D.F. | CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
Tacuba # 5
México 1, D.F.
512-31-23 |
| 20. MARIO SANCHEZ VELASCO
Emperadores # 224-402
México 13, D.F. | C. P. N. H.
Tépic # 40
México 7, D.F.
574-25-16 |
| 21. ARMANDO ALBERTO TAPIA ESPEJEL
Río Panuco # 118
Col. Hidráulica
Zacatecas, Zac.
2-54-12 | S. A. R. H.
Blvd. A. López Mateos y Callejón
Unión
Zacatecas, Zac.
2-28-79 y 2-08-73 |
| 22. VICTOR M. ZALDIVAL ESPINOSA
Av. 615-# 97
San Juan de Aragón
México 14, D.F. | S. A. R. H.
Paseo de la Reforma # 35
México 1, D.F.
566-84-27 |
| 23. EDUARDO GALICIA VILLEGAS
Palacio # 11
Iztapalapa
México 13, D.F.
670-13-22 | S. A. R. H.
Reforma # 20-4° Piso
591-15-59
México 1, D.F. |

